

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

Arbeitsbericht 1975/77

Teil I: Allgemeine Angaben
Projektbereich A
Projektbereich D

✓



Braunschweig, im Juli 1977

V o r w o r t

Der Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen legt hiermit seinen wissenschaftlichen Ergebnisbericht über den Förderungszeitraum 1975 - 1977 vor. Dies gibt Veranlassung, vor allem der Deutschen Forschungsgemeinschaft und ihren, mit der Betreuung der Sonderforschungsbereiche beauftragten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern für ihre stete und hilfreiche Beratung und Unterstützung zu danken; hierbei sollen all die Bemühungen nicht vergessen werden, die schließlich zur glücklichen Überwindung der durch die Sparmaßnahmen bei Bund und Ländern entstandenen großen Schwierigkeiten beitrugen. In diesem Zusammenhang ist auch dem Lande Niedersachsen und der Universität zu danken, durch deren Initiative dem Sonderforschungsbereich 148 Ausgleichsmittel zur Verfügung gestellt wurden.

Vor allem aber ist den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern sowie den Mitgliedern und Projektleitern des SFB 148 für ihre fruchtbare Zusammenarbeit und ihr stetes Interesse an der Verwirklichung der Ziele des Sonderforschungsbereichs herzlich zu danken.

Braunschweig, im Juli 1977

Der Sprecher

I n h a l t

Teil I

	Seite
1. Allgemeine Angaben zum SFB 148	1
1.1. Wissenschaftliche Entwicklung des SFB 148	
- Brandverhalten von Bauteilen -	1
1.2. Stellung innerhalb der Hochschule	5
1.3. Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nachwuchses	7
1.4. Alphabetische Liste der im Berichtszeitraum für den SFB 148 tätigen Wissenschaftler	9
1.5. Aktivitäten des SFB 148	11
1.5.1. Interne Aktivitäten	11
1.5.2. Externe Aktivitäten	12
1.5.3. Öffentliches Kontaktstudium	17
2. <u>Projektbereich A - Bauteile</u>	
2.1. Allgemeine Angaben zum Projektbereich A	A - Seite 1
2.1.1. Veröffentlichungen - Berichte	A - Seite 2
2.1.2. Literaturverzeichnis zu den Arbeitsbe- richten	A - Seite 5
2.2. Teilprojekt A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bau- teilen	A 1
2.2.1. Der Versuchsstand zur Ausführung von Brand- versuchen an Stützen und Rahmen	A 1 - 1
2.2.2. Brandversuche an Stahlbetonstützen - Ver- suchsergebnisse und numerische Analyse	A 1 - 2
2.2.3. Rechnerische Untersuchungen zum Tragverhal- ten brandbeanspruchter Stahlbetonstützen - Parameterstudie	A 1 - 3
2.2.4. Brandversuche an Stahlbetonrahmen - Ver- suchsergebnisse, deren Analyse und zukünf- tiges Zielprogramm	A 1 - 4
2.2.5. Rechnerische Untersuchungen zum Brandver- halten statisch unbestimmter Stahlbeton- Stabtragwerke	A 1 - 5
2.2.6. Das Brandverhalten von Stahlstützen - Ver- suche und Berechnung	A 1 - 6
2.2.7. Zum Trag- und Verformungsverhalten längs der Stabachse veränderlich beflammter Stützen.	A 1 - 7

2.3. Teilprojekt A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton	A 2
2.3.1. Zwangsschnittgrößen in Stahlbeton-Plattenstreifen bei Brandeinwirkung	A 2 - 1
2.3.2. Sonderfälle brandbeanspruchter Stahlbetonflächentragwerke	A 2 - 2
2.3.3. Stahlbeton-Flächentragwerke unter partieller Brandbelastung	A 2 - 3
2.3.4. Rechnerische Untersuchung zum Brandverhalten allseitig frei aufgelagerter Stahlbetonplatten	A 2 - 4
2.3.5. Planungsgrundlagen für einen Horizontalrahmen zur Prüfung brandbeanspruchter, verformungsbehinderter flächenartiger Tragwerke	A 2 - 5
3. <u>Projektbereich D - Sicherheit</u>	
3.1. Teilprojekt D 1 - Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von brandbeanspruchten Bauteilen bzw. Bauwerksabschnitten	D 1

Teil II

Seite

4. Projektbereich B - Baustoffe

- 4.1. Allgemeine Angaben zum Projektbereich B B - Seite 1
- 4.2. Teilprojekt B 2 - Festigkeitsveränderungen
von Beton bei Feuerangriff B 2
- 4.3. Teilprojekt B 3 - Hochtemperaturverhalten
von Festbeton B 3
- 4.4. Teilprojekt B 4 - Verformungsverhalten von Beton-
und Spannstählen bei hohen Temperaturen B 4

5. Projektbereich C - Wärmetechnik

- 5.1. Allgemeine Angaben zum Projektbereich C C - Seite 1
- 5.2. Teilprojekt C 1 - Die Feuerwiderstandsdauer von
Bauteilen bei natürlichen Bränden; Zusammenhänge
zwischen natürlichen Bränden und dem Normbrand . C 1
- 5.3. Teilprojekt C 2 - Instationäre Wärmeleitung un-
ter Berücksichtigung von Wärmesenken und
-quellen in Betonen unter Brandeinwirkung,
unter besonderer Berücksichtigung der Entsäue-
rung von Kalksteinzuschlag C 2

1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich 148

1.1. Wissenschaftliche Entwicklung des Sonderforschungsbereichs 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Langfristiges Ziel des Sonderforschungsbereichs "Brandverhalten von Bauteilen" ist die Gewinnung von Kenntnissen auf dem Gebiet des Verhaltens von Bauwerken unter Brandbeanspruchung einschließlich der damit im Zusammenhang stehenden Fragen der Sicherheit und des Hochtemperaturverhaltens der Konstruktionsbaustoffe. In dieses Anliegen werden notwendigerweise die Fragen der Temperaturentwicklung und -ausbreitung im Brandfall einbezogen.

Gleichlaufend mit den Arbeiten des SFB werden an den beteiligten Hochschuleinrichtungen einzelne einschlägige Probleme in Forschungsarbeiten und Versuchen studiert, deren Finanzierung zwar von anderer Seite erfolgt, deren Thematik jedoch eng mit den Zielen des SFB 148 verknüpft ist. Diese Arbeiten stellen eine höchst erwünschte Ergänzung und Abrundung der Aufgaben des SFB dar; sie liefern wichtige Anregungen für die Zielsetzung des SFB und bieten gelegentlich auch die Möglichkeit, Arbeitsergebnisse des SFB an Aufgaben der Praxis zu überprüfen.

Eine Übersicht über diese begleitenden Arbeiten wird an anderer Stelle gegeben (Förderungsantrag 1977, S. 23 ff); hier sei lediglich auf die Versuche mit "natürlichen Bränden" an einem zum Abbruch bestimmten Wohnhaus in Lehrte verwiesen, die in mehrfacher Hinsicht wichtige Anregungen für die weiteren Arbeiten des SFB geliefert haben. Im besonderen konnten Erkenntnisse über das Tragverhalten von Stahlbetondecken und "unbelasteten" Zwischenwänden in Wohnhäusern und über die thermischen Prozesse in der Umgebung von Außenstützen gewonnen werden. Weiterhin konnten die bei den Lehrter Versuchen gewonnenen Einblicke in die Brandentstehung und Brandausbreitung bei der Bearbeitung von DIN 18 230 nutzbringend verwendet werden, wo Mitglieder des SFB 148 im zuständigen Arbeitsausschuß mitarbeiten.

Die wichtigsten und zugleich augenfälligsten wissenschaftlichen Fortschritte im Berichtszeitraum wurden in den Projektbereichen A und B erzielt. Das Tragverhalten von Stützen und einfachen Rahmen konnte im Berichtszeitraum sowohl theoretisch als auch experimentell an Stahlbeton- und Stahlbauteilen eingehend studiert werden; Untersuchungen an flächenartigen Tragwerken konnten leider nur auf theoretisch-rechnerischem Wege vorangetrieben werden, weil eine entsprechende Versuchseinrichtung noch nicht zur Verfügung steht. Immerhin sind die bislang gewonnenen Resultate an Stützen, Rahmen und Platten aus Stahlbeton so weit abgesichert, daß rechnerisch-theoretische Beurteilungen des Brandverhaltens von komplexen Bauwerksabschnitten und räumlich gegliederten bzw. zusammengesetzten Tragwerken in Einzelfällen vorgenommen werden konnten.

Die im Projektbereich A erzielten Fortschritte wären undenkbar gewesen, wenn nicht parallel dazu im Projektbereich B das Verhalten der Konstruktionsbaustoffe unter Hochtemperaturen intensiv studiert worden wäre. Erst eine genaue Kenntnis der physikalischen Veränderungen, der Festigkeitsminderungen und des Verformungsverhaltens lieferte die Voraussetzungen, Versuchsergebnisse an Bauteilen theoretisch so zu untermauern und rechnerisch nachzuvollziehen, daß eine Verallgemeinerung und Übertragung auf andere Bauteile oder Bauwerksabschnitte möglich wurde. Es darf hier hervorgehoben werden, daß es gelungen ist, den Einfluß der instationären Temperatureinwirkung auf das Verformungsverhalten von Beton experimentell so weit zu erfassen und abzuklären, daß theoretisch begründete und für weitere Rechnungen brauchbare analytische Formulierungen der Materialgesetze vorgestellt werden konnten. Damit wurde die Möglichkeit geschaffen, die komplexen Kriech-, Schwind- und Relaxationsvorgänge in Stahlbeton- oder Spannbetonbauteilen bei Brandeinwirkung einigermaßen wirklichkeitsnah rechnerisch nachzuvollziehen. Die Untersuchungen an Beton haben einen beträchtlichen zeitlichen Vorsprung vor denen an Stahl (Teilprojekt B 4). Doch sind auch hier inzwischen systematische Versuchsreihen geführt worden, die in Verbindung mit ihrer theoretischen Auswertung insbesondere für Baustähle (einschl. Feinkornstähle) Ergebnisse hinsichtlich der Hochtemperaturfestigkeit und der Verformung bei mechanischer Belastung und instationärer Temperaturbeanspruchung gezeigt haben.

Der Sonderforschungsbereich bedauert, daß wegen des Fortganges von Prof. Waubke die Arbeiten des Teilprojekts B 2 "Festigkeitsveränderungen von Beton bei Feuerangriff" abgebrochen werden mußten. Prof. Waubke setzt sich jedoch auch in seinem neuen Wirkungskreis durch Betreuung der Abschlußarbeiten und Dissertationen für dieses Anliegen weiter ein, so daß ein befriedigender Abschluß der Untersuchungen zu erwarten ist.

Die Untersuchungen der Projektbereiche A und B sind zwar noch nicht abgeschlossen, doch läßt sich heute schon sagen, daß nur durch das spezielle Förderungsinstrument eines Sonderforschungsbereichs die bisher vorliegenden Ergebnisse erreicht werden konnten. Das ist insbesondere der Konzentrierung aller Anstrengungen und der Zusammenfassung von Kräften auf gezielte Fragestellungen und deren Lösung zu verdanken, wodurch gleichzeitig die Sammlung von notwendigen Grundlagen und deren Verwendung bei theoretisch-rechnerischen Tragwerksanalysen möglich wurde.

Der Projektbereich D ist der Entwicklung einer umfassenden Sicherheitstheorie für den Katastrophenfall "Brand" gewidmet, wobei naturgemäß Verträglichkeit mit den Sicherheitsvorstellungen des normalen konstruktiven Bauwesens eingehalten werden muß. Auch dieser Projektbereich ist eng mit den Projektbereichen A und B verknüpft; es konnte beispielsweise zum Projektbereich D die vorliegende Parameterstudie nur dadurch erfolgreich abgeschlossen werden, weil aus den Projektbereichen A und B entsprechende Vorarbeiten über das Tragverhalten von Stützen und Balken vorlagen, die so weit vereinfacht werden konnten, um als Rechenmodelle in eine sicherheitstheoretische, weiterführende Untersuchung eingebracht zu werden. Wenngleich die Ergebnisse des Projekts D insoweit als befriedigend bezeichnet werden können, erscheint dennoch eine deutlich verstärkte Förderung dieses Projektbereichs im bevorstehenden Abschnitt dringend geboten, um eine umfassendere Auswertung und Übertragung der Ergebnisse der Bereiche A und B auf Belange der Praxis sicherzustellen.

Den Projekten des Bereichs C sind Fragen der thermischen Prozesse in der Umgebung der gefährdeten Bauteile und in diesen Bauteilen selbst während des Brandablaufs gewidmet. Wenngleich im Berichtszeitraum hier weitgehend nur Versuche und Untersuchungen mit Modellcharakter durchgeführt werden

konnten, stellen diese Arbeiten dennoch einen wesentlichen Teil der Ziele des SFB 148 dar. Eine wissenschaftlich abgesicherte Durchdringung der thermischen Prozesse im Bereich der Brandentstehung und Brandausbreitung sowie der thermischen Vorgänge in den gefährdeten Bauteilen selbst wird seitens des SFB als unabdingbarer Teil aller derjenigen Bemühungen gesehen, die zu einer umfassenden Beschreibung des Brandgeschehens und damit auch des Brandverhaltens von Bauteilen und Bauwerken benötigt werden. Es ist hier ferner daran zu erinnern, daß in wirklichen Bränden keineswegs der für wissenschaftliche Untersuchungen im allgemeinen benutzte genormte Temperatur-Zeit-Verlauf (ISO-Kurve) auftritt, vielmehr davon erheblich abweichende Temperatur-/Zeit-Verhältnisse beobachtet werden. Der Bezug der Arbeiten des Projektbereichs C zu denen der Projektbereiche A, B und D soll daher in Zukunft mehr als bisher direkt in Erscheinung treten.

Für den wissenschaftlichen Erfahrungsaustausch aller Mitarbeiter des Sonderforschungsbereichs fanden im Berichtszeitraum interne Kolloquien statt; hierbei berichteten die Projektleiter und die an einzelnen Teilprojekten tätigen wissenschaftlichen Mitarbeiter über Fragestellung, Methodik, zeitlichen Ablauf und bisher erzielte Ergebnisse ihrer Arbeiten. In den regelmäßig hieran anschließenden Diskussionen wurde wechselseitig konstruktive Kritik an Fragestellung und Methodik geübt, um auf diese Weise sicherzustellen, daß die erhofften Ergebnisse im erwarteten Umfange nutzbar werden.

Über Einzelergebnisse der Arbeiten des SFB wurde in Fachzeitschriften im Rahmen von Fachtagungs-Berichten sowie in Vorträgen berichtet, Die seinerzeit begonnene eigene Schriftenreihe des SFB wurde weisungsgemäß nicht weitergeführt. Es liegt jedoch die Zusage des Bundesministeriums für Wohnungswesen vor, die Arbeiten des SFB 148 in den "Berichten aus der Bauforschung" (Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin) zu veröffentlichen. Auch die Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton steht für geeignete Beiträge zur Verfügung, so daß die Dokumentation der Arbeiten des SFB gesichert erscheint.

Die Tatsache, daß das Teilprojekt C 2 an der Technischen Universität Clausthal bearbeitet wird, stellt wegen der räumlichen Entfernung zweifellos ein Hindernis dar; dessen ungeachtet ist es aber gelungen,

diese Schwierigkeiten durch intensive Kontaktpflege auch außerhalb der vorerwähnten Kolloquien zu überwinden. Die anderen Teilbereiche sind alle an der Technischen Universität Braunschweig beheimatet, überwiegend sogar im engeren Bereich des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau. Der Umstand, daß die Sachbearbeiter der Teilprojekte A, B und D überwiegend Ingenieure der Fachrichtung Bauingenieurwesen und Maschinenbau (Thermodynamik) sind, hat naturgemäß die wissenschaftliche Kooperation wesentlich erleichtert.

1.2. Stellung innerhalb der Hochschule

Wie bereits im Finanzierungsantrag für den Zeitraum 1978 - 1980 ausgeführt wurde, erscheint es zum gegenwärtigen Zeitpunkt wenig ergiebig, die Stellung des SFB innerhalb des Hochschulentwicklungsplanes zu erörtern, weil die Neugestaltung der Hochschulgesetzgebung in Niedersachsen noch im Gange ist und deren Auswirkung auf die Hochschuleinrichtungen (Lehrstühle, Institute) und die Sonderforschungsbereiche noch nicht erkennbar geworden ist. Die kaum mehr zu bewältigenden finanziellen Schwierigkeiten des Landes Niedersachsen haben zu rigorosen Sparmaßnahmen im Bereich der Technischen Universität Braunschweig geführt: es konnten seit Jahren mit höchster Priorität geforderte Stellenzugänge nicht bedient werden, auch nicht solche Stellenzugänge ermöglicht werden, die seitens des SFB seit Jahren beantragt worden sind. Eine vom Sprecher im Zuge von Bleibeverhandlungen erwirkte Zusage nach Gewährung einer zusätzlichen Planstelle BAT I a für den SFB blieb bis heute unerfüllt. Die schon seit Jahren dringlich gewordene Unterbringung und Beschaffung eines neuen, universitätseigenen Großrechners konnte erst kürzlich in die Haushaltspläne der nächsten Jahre eingestellt werden. Diese Verzögerung kann zu beträchtlichen Arbeiterschwernissen im Bereich des SFB 148 führen.

Es muß leider festgestellt werden, daß die Zusagen des Landes Niedersachsen dahingehend, die Grundausstattung der Sonderforschungsbereiche mehr als bei anderen Hochschulinstituten durch Bereitstellung von Haushaltsmitteln in Form von Personalplanstellen oder apparativen Einrichtungen zu fördern, bisher nur in sehr begrenztem Umfang erfüllt werden konnten. Um dennoch den SFB zumindest einigermaßen den Richtlinien der

Deutschen Forschungsgemeinschaft entsprechend personell auszustatten, wurden Planstellen aus den beteiligten Instituten und Lehrstühlen als Grundausrüstung dem SFB 148 zugeführt. Die Abgabe einer vergleichsweise großen Anzahl von Planstellen an den SFB hat zu einer Benachteiligung der sonstigen Aufgaben dieser Hochschuleinrichtungen in Forschung und Lehre geführt, da deren Ausstattung mit Planstellen schon vor Eintritt in den SFB unzureichend war. Es wird daher an dieser Stelle die Bitte ausgesprochen, die DFG möge ihren Einfluß dahingehend geltend machen, daß das Land Niedersachsen die seit Jahren immer wieder vorgetragenen Wünsche nach Vermehrung der Personalplanstellen bei den in Sonderforschungsbereichen mitarbeitenden Lehrstühlen und Instituten in absehbarer Zeit aus Sondermitteln - d. h. nicht zu Lasten der anderen Lehrstühle etc. - verwirklichen möge.

Ein deutlicher Hinweis auf die großen finanziellen Schwierigkeiten ist darin zu sehen, daß das Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau einen wesentlichen Kostenanteil für die Schaffung und Ausgestaltung der für die Unterbringung der Mitarbeiter des SFB benötigten Büroräume aus Eigenmitteln decken mußte, die Ersparnisse aus "Aufträgen Dritter" darstellten und eigentlich dazu gedacht waren, Unterhalt, Ergänzung und Ersatz der Prüf- und Versuchseinrichtungen abzudecken. Die finanzielle Lage des Landes Niedersachsen läßt ja z. Z. auch keinen Spielraum, für Unterhalt und Ersatz der hochwertigen Versuchseinrichtungen der gesamten Technischen Universität Braunschweig auch nur einen einigermaßen angemessenen Betrag im Haushalt auszuweisen.

Die Berufungspolitik der Technischen Universität nahm auf das Bestehen des SFB 148 Rücksicht; bei der Wiederbesetzung des Lehrstuhls für Baustoffkunde und Stahlbeton durch Herrn Professor Dr.-Ing. F. R o s t á s y und der Wiederbesetzung der diesem Lehrstuhl zugeordneten H 3-Stelle mit Herrn Dr.-Ing. G r o ß k u r t h wurde darauf Bedacht genommen, nur solche Bewerber in die engere Wahl zu ziehen, die sich bereit und interessiert erklärten, am SFB 148 mitzuarbeiten. Der Nachfolger auf der H 3-Planstelle eines Abteilungsvorstehers und Professors beim Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Herr Dr.-Ing. U. Q u a s t , hat sich in mehreren Gesprächen mit dem Sprecher im besonderen Maße an den Arbeiten des SFB interessiert gezeigt; vor allem möchte er sich der Aufgabe widmen, die Arbeitsergebnisse des SFB praxisgerecht aufzubereiten

und damit im breiten Rahmen nutzbar zu machen. Er beabsichtigt ferner, sich insbesondere um eine engere Verknüpfung des Teilprojektes D mit den Projekten A und B zu bemühen.

Als Nachfolger für Prof. Dr.-Ing. Lehmann am Lehrstuhl für Steine und Erden der Technischen Universität Clausthal wurde inzwischen Herr Prof. Dr.-Ing. O d l e r berufen. Herr Odler hat bereits sein Interesse an einer Mitarbeit am SFB 148 bekundet, wenngleich es ihm noch nicht möglich war, sich im bevorstehenden Antragszeitraum an einem Teilprojekt zu beteiligen. Der Lehrstuhl für Stahlbau an der Technischen Universität Braunschweig wurde inzwischen mit Herrn Prof. Dr.-Ing. S c h e e r neu besetzt. Der SFB 148 würde es als Bereicherung der konstruktiven Projektbereiche begrüßen, wenn der neue Lehrstuhlinhaber sich zur Mitarbeit bereit fände. Da Herr Kollege Scheer erst vor kurzem in Braunschweig tätig geworden ist, hat auch er sich noch nicht in der Lage gesehen, eigene Projektvorschläge einzubringen. Der SFB wird jedoch darum bemüht sein, Verbindung zu den Herren Kollegen Odler und Scheer aufrecht zu erhalten, um deren Mitarbeit zu gegebener Zeit gewinnen zu können.

1.3. Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nachwuchses

Die Arbeiten des Sonderforschungsbereichs 148 haben zweifellos zu einer deutlichen Erweiterung und Differenzierung des Lehrangebots geführt. Sowohl bei der Ausbildung der Bauingenieure als auch bei jener der Architekten wird in den Fächern "Baustoffkunde", "Baukonstruktionslehre" sowie "Stahlbetonbau" und "Massivbau" auch auf Fragen des Brandverhaltens von Baustoffen und Bauteilen eingegangen und gezeigt, wie Bauteile mit bestimmter Feuerwiderstandsdauer entworfen bzw. berechnet werden, die nicht in DIN 4102, Teil 4, enthalten sind. Spezielle Lehrveranstaltungen werden abgehalten, z. B. im Rahmen des Lehrauftrages "Thermische Beanspruchung von Bauwerken", der durch Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. E h m wahrgenommen wird. Im Rahmen eines "Forschungsseminars" des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton wurde über die Arbeiten des SFB berichtet. Darüber hinaus hat der SFB 148 die Absicht, in regelmäßigen Abständen ein Kompaktstudium anzubieten, in welchem in zeitlich konzen-

trierter Form die wesentlichsten Kenntnisse auf dem Gebiete des vorbeugenden baulichen Brandschutzes sowie die wissenschaftlichen Ergebnisse der Arbeiten des SFB 148 vermittelt werden. Ein solches Kompaktstudium hat bereits mit großem Erfolg stattgefunden. Naturgemäß richtet sich diese Sonder-Lehrveranstaltung im wesentlichen an bereits fertig ausgebildete Bauingenieure oder Architekten bzw. an Studierende der letzten Semester kurz vor dem Hauptdiplom, weil beträchtliche Vorkenntnisse vorausgesetzt werden müssen, um in kurzer Zeit einen so komplexen und großen Lehrstoff zu vermitteln.

Diplomarbeiten mit Themen aus dem Gebiet des SFB 148 sind bereits zur Regel geworden, mehrere wissenschaftliche Mitarbeiter des SFB haben im Berichtszeitraum promoviert, weitere Dissertationen sind in Vorbereitung.

1.4. Alphabetische Liste der im Berichtszeitraum für den SFB 148
tätigen Wissenschaftler

Bechtold, Rolf, Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Diederichs, U., Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Dobbernack, Reinhold, Dipl.-Ing., Wärme- u. Verfahrenstechnik, Insti-
tut f. Wärme- und Brennstofftechnik, TU Braunschweig

Doležal, Richard, Prof. Dr. techn., Wärme- u. Brennstofftechnik, Insti-
tut für Wärme- und Brennstofftechnik, TU Braunschweig

Ertingshausen, Helmut, Reg.-Dir. Dr.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen
Niedersachsen

Gardeik, H. O., Dipl.-Ing., Verfahrenstechnik, Institut für Wärmetech-
nik und Industrieofenbau, TU Clausthal

Haksever, Ataman, Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Henke, Volker, Dipl.-Ing., Bauingenieur, Lehrstuhl für Massivbau der
TU Braunschweig

Heydemann, Gerhard, Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoff-
kunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Hoffmann, Frank, Dipl.-Ing., Wärmetechnik, Institut für Wärme- und
Brennstofftechnik, TU Braunschweig

Jeschar, Richard, Prof. Dr.-Ing., Wärmetechnik, Institut für Wärme
und Brennstofftechnik, TU Clausthal

v.d.Kammer, G., Dipl.-Ing., Wärme- und Verfahrenstechnik, Institut
für Wärme- und Brennstofftechnik, TU Braunschweig

Klingsch, Wolfram, Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Kloß, G., Dipl.-Ing., Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik und
Werkstofftechnik

Kordina, Karl, Prof., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoff-
kunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Krampf, Lore, Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Krüger, J., Dr.-Ing., Wärmetechnik, Institut für Wärme- und Brennstoff-
technik, TU Braunschweig

Lämmke, Axel, Dr.-Ing., Chemie, Institut für Baustoffkunde und Stahl-
betonbau, TU Braunschweig

Meyer-Ottens, Claus, ORR Dr.-Ing, Bauingenieur, MPA Bauwesen Nieder-
sachsen

Neisecke, Jürgen, RR Dr.-Ing., Physik, MPA Bauwesen Niedersachsen

Noack, Ingeborg, Dipl.-Ing., Architektur, Institut für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Rabe, Wilfried, Dipl.-Ing., Werkstofftechnologie, Institut für Schweiß-
technik und Werkstofftechnik, TU Braunschweig

Ruge, Jürgen, Prof. Dr.-Ing., Werkstofftechnologie, Institut für
Schweißtechnik und Werkstofftechnik, TU Braunschweig

Schneider, Ulrich, Akad. OR Dr.-Ing., Thermodynamik, Institut für Bau-
stoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Schwick, Wulf, Dipl.-Min., Mineralogie, Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Wehling, Dieter, Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoff-
kunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

Weiß, Rolf, Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffkunde und Stahl-
betonbau, TU Braunschweig

Wesche, Jürgen, RR Dipl.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen Niedersachsen

Winkelmann, O., Dipl.-Ing., Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik
und Werkstofftechnik, TU Braunschweig

1.5. Aktivitäten des Sonderforschungsbereichs 148

1.5.1. Interne Aktivitäten

- | | |
|------------------|--|
| 04./05. 03. 1975 | Gutachtersitzung |
| 25. 11. 1975 | Projektleiter-Besprechung:
Vorbesprechung zum Kontaktstudium im Februar 1976 |
| 17./20. 02. 1976 | Kontaktstudium "Brandverhalten von Bauteilen und Bauwerken" in Braunschweig |
| 23. 02. 1976 | Projektleiter-Besprechung:
1. Haushaltsführung 1976
2. Antrag zur Förderung in den folgenden Haushaltsjahren |
| 01. 07. 1976 | Projektleiter-Besprechung:
1. Besprechung der Anträge zur Bereitstellung weiterer Investitionsmittel im Haushaltsjahr 1976
2. Festlegung des Termins für die Wahlen der Mitglieder des SFB 148
3. Allgemeine Fragen |
| 11. 11. 1976 | 1. Mitgliederwahl
2. Kolloquium mit Kurzreferaten |
| 09. 12. 1976 | Mitgliederversammlung:
1. Neuwahl des Vorstandes und des Sekretärs
2. Terminplanung 1977
3. Zur Lage der einzelnen Teilprojekte
4. Haushaltslage 1977
5. Überarbeitung der Geschäftsordnung
6. Allgemeine Fragen |
| 06. 01. 1977 | Mitgliederversammlung:
1. Haushaltsführung im Rechnungsjahr 1977
2. Änderung der Geschäftsordnung des SFB 148
3. Allgemeine Fragen |
| 02. 03. 1977 | Mitgliederversammlung
1. Neufassung der Satzung des SFB 148
2. Abstimmung über Fortsetzung und Neuanträge für die Förderung in den Jahren 1978 - 1980
3. Allgemeine Fragen |

1.5.2. Externe Aktivitäten

1 9 7 5

30. - 31. 01.	EG-ILDA-Sitzung in Brüssel (Meyer-Ottens)
04. 02.	"Baulicher Brandschutz", Vortrag in Stuttgart (Kordina)
03. - 07. 03.	ISO(TC 92 WG 2,4,7 in Genf (Kordina, Wesche)
18./19. 03.	EKS-Tagung in Amsterdam (Meyer-Ottens)
07. 04.	FIP Commission on Fire Resistance in Den Haag (Kordina (Chairman), Krampf)
08./09.04.	ISO WG 11 (Kordina (Chairman), Wesche)
15. 04.	Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton in Braunschweig (Referate: Bechtold, Haksever, Klingsch, Kordina, Krampf, Schneider)
16. 04.	Vortrags-Seminar "Brandschutz im Stahlbau", Koblenz (Meyer-Ottens)
29. 05.	Groupe de travail "Recommandations pour le protection contre l'incendie" in Paris (Krampf)
04./06. 06.	Colloque FIP-CFB-RILEM AIPC Lüttich (Kordina)
23./24. 06.	Sicherheitsbegriffe im Bauwesen, München (Henke)
01./05. 09.	3 rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, London, Referat: "On the behaviour of normal concrete under steady state and transient temperature conditions". (Schneider)
02./03. 10.	Tall Buildings Conference (VBH), Mainz (Kordina)
06./10. 10.	ISO-Vollsitzung, London (Kordina, Wesche)
10. 10.	FIP Commission on Fire Resistance in London (Kordina, Krampf)
13./14. 10.	Vortragsveranstaltung vom Deutschen Ausschuß für Stahl- beton in Berlin über "Spannbeton - Reaktordruckbehälter". (Schneider)
06./07. 11.	CIB W 14 Code advisory panel in Düsseldorf (Kordina, Krampf)
28. 11.	EG, Generaldirektion 3, Untergruppe "Brandschutz" in Brüssel (Krampf)

04. und 10. 12. Seminar für Brandschutzingenieure in Münster, Referat Krampf: "Feuerwiderstandsdauer von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen".
19. 12. EG, Generaldirektion 3, Untergruppe "Brandschutz" in Brüssel (Krampf)
- 1 9 7 6
20. 01. Vortragsveranstaltung "Baulicher Brandschutz", Technische Akademie, Eßlingen (Meyer-Ottens)
23. 01. Podiumsdiskussion "Brandschutz 2000" auf der Deubau 1976, München (Meyer-Ottens)
10. 02. Groupe de travail "Recommandations pour la protection contre l'incendie" in Brüssel (Krampf)
- 01./02. 03. ISO WG 7 in Gent (Kordina, Wesche)
- 17./18. 03. WG 11, MPA Dortmund (Kordina/Chairman, Wesche)
- 29.03. - 02.04. 12. Internationale Arbeitstagung der Arbeitsgruppe 14 (WG 14) des CIB in Washington, Beitrag "Über die Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen im Brandfall" (Schneider)
05. 04. EG, Generaldirektion 3, Untergruppe "Brandschutz" in Brüssel (Krampf)
- 28./29. 04. 1. Kolloquium der WE "Baustoffkunde und Bauphysik" der Hochschule der Bundeswehr in München, Referat: "Ein haufwerktheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone" (Weiß)
- 05./06. 04. Internationales Symposium "Fire Standards and Safety in Gaithersburg/Maryland (Schneider)
- 07./12. 05. CEB-Voll Sitzung, Athen (Kordina)
- 20./21. 05. FIP Commission on Fire Resistance in Düsseldorf (Kordina/Chairman, Krampf)
- 03./04. 05. EG-ILDA-Sitzung, Brüssel (Meyer-Ottens)
- 09./10. 06. EG-ILDA-Sitzung, Brüssel (Meyer-Ottens)
- 15./16. 06. Sicherheitsbegriffe im Bauwesen, TU München (Henke)
19. 08. 2. Intern. Conference on Mechanical Behaviour of Materials, Boston/Mass., (Schneider)
- 13./19. 09. 54. Jahrestagung der Deutschen Mineralogischen Gesellschaft in Braunschweig, Referat: "Kinetische Betrachtungen über den thermischen Abbau des Zementsteins und seiner mechanischen Auswirkungen" (Schneider, Weiß)

- 21./24. 09. Internationales Brandschutzseminar, Karlsruhe (Bechtold)
- 22./24. 09. Internationales Brandschutzseminar, Karlsruhe (Kordina)
30. 09. Bundesverband der Prüffingenieure, Arbeitstagung in Würzburg, Referat "Vorbeugender baulicher Brandschutz" (Krampf)
- 13./19. 09. 54. Jahrestagung der Deutschen Mineralogischen Gesellschaft in Braunschweig, Referat: " N_2 -Sorptionsmessungen an ausgeheizten Betonproben" (Weiß)
08. 10. Schulungstagung der Arbeitsgemeinschaft der technischen Sachbearbeiter der Hauptamtlichen Brandschau im Lande Niedersachsen e.V., Referat: "Erkenntnisse aus Brandversuchen unter praxisnahen Bedingungen" (Bechtold)
- 08./10. 11. Teilnahme an der Kommissionssitzung ISO TC 92/ WG 11 Zürich, Referat Bechtold: "Beitrag zum Brandverhalten von Außenstützen" (Bechtold, Kordina/Chairman, Wesche)
13. 11. Fortbildungsseminar für Ingenieure und Architekten, Braunschweig, Referat Krampf: "Vorbeugender baulicher Brandschutz; Stahlbeton- und Spannbetonbauteile" (Krampf)
18. 11. Vortrag "Brandschutz bei Stahlbetonkonstruktionen" beim VBI, Kiel (Meyer-Ottens)
- 20./22. 12. Internationales Forschungskolloquium über neue Ergebnisse aus Forschung und Entwicklung im baulichen Zivilschutz im Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Referat: "Ergebnisse aus Brandversuchen an einem viergeschossigen, zum Abbruch bestimmten modernen Wohnhaus" (Bechtold)

1 9 7 7

25. 01. EG, Generaldirektion 3, Untergruppe "Brandschutz", in Brüssel (Krampf)
- 27./28. 01. FIP Commission on Fire Resistance in Wien (Kordina/Chairman, Krampf)
- 15./16. 02. EG-ILDA-Sitzung, Brüssel (Meyer-Ottens)

- 22./24. 02. Sitzung ISO TC 92 WG 7, London (Wesche)
08. 03. Vortrag über das "Verhalten von Massivbauteilen unter Brandeinwirkung". Danish Society for Structural Science and Engineering, Kopenhagen (Kordina)
24. 03. Referat: "Baulicher Brandschutz", Haus der Technik, Essen (Meyer-Ottens)
24. 03. Europäische Konvention der Stahlbau-Verbände, Kommission 3 "Brandschutz" in Amsterdam (Krampf)
25. 04. Referat: "Brandverhalten von Holzbauteilen, München (Meyer-Ottens)
26. 04. Referat: "Feuerwiderstandsdauer von Konstruktionen aus Stahl, Holz und Stahlbeton". Technische Akademie, Eßlingen (Meyer-Ottens)
- 04./06. 05. ISO TC 92 WG 11 in Borås/Schweden, Referate: "Ergebnisse aus den Lehrter Brandversuchen" (Kordina/Chairman, Bechtold, Wesche)
01. 06. FIP Commission on Fire Resistance in Delft (Krampf)
- 02./03. 06. CIB-Symposium "Fire criteria and safety needs" in Amsterdam (Kordina als Chairman einer Sitzung, Krampf, Schneider)
- 13./15. 06. EG-ILDA-Sitzung, Brüssel (Meyer-Ottens)
02. 09. Europäische Konvention der Stahlbau-Verbände, Kommission 3 "Brandschutz" in Stockholm (Krampf)
- 12./13. 10. FIP Commission on Fire Resistance in Lund (Kordina/Chairman, Krampf)

Nicht im einzelnen aufgeführt wurden die Zusammenkünfte deutscher Normenausschüsse und Sachverständigenausschüsse, in denen mehrere Mitarbeiter des SFB - insbesondere Kordina, Krampf, Meyer-Ottens, Schneider, Wesche - tätig sind. Vor allem in DIN 4102, DIN 18 230 und die in Vorbereitung befindlichen Normen für kerntechnische Anlagen fließen Erkenntnisse, die durch die Arbeit des SFB 148 gewonnen wurden, ein.

Am 15. 4. 1975 richtete das Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig das "Dritte Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb)" aus, das der interessierten Fachwelt Gelegenheit gab, sich neben anderen Dingen auch über die Arbeiten des SFB 148 - hier allerdings nur über die im Institut für Baustoffkunde durchgeführten - zu informieren. Folgende Referate wurden gehalten:

- Bechtold: Film mit Ausschnitten vom Großbrandversuch Lehrte,
- Bechtold: Brandversuchsstand für Stützen und Rahmen des SFB,
- Haksever: Rechnerische Ermittlung des Brandverhaltens einhüftiger Stahlbetonrahmen,
- Klingsch: Rechnerische Ermittlung des Brandverhaltens von Stahlbeton-Innenstützen und partiell erhitzten Stahlbetonplatten,
- Krampf: Experimentelle Ermittlung des Brandverhaltens von Stahlbetonplatten,
- Schneider: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Normalbeton unter hohen Temperaturen.

Im Rahmen des Vertiefungsstudiums für Bauingenieure der Fachrichtung "Konstruktiver Ingenieurbau" wird vom Lehrstuhl Massivbau der TU Braunschweig (Prof. Kordina) in jedem Sommersemester die Vorlesung "Sonderprobleme im Massivbau" gehalten. Jeweils vier Vorlesungsstunden davon sind dem Thema "Rechnerische Methoden zur Beurteilung des Brandverhaltens von Massivbauteilen" gewidmet (Kordina/Klingsch). Diese Vorlesung wird von Studenten des 8. und höheren Semesters besucht.

Diesem Hörerkreis wird außerdem Einblick in die Brandversuchstechnik des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig und des SFB 148 im Zuge der Lehrveranstaltung "Experimentelle Vorführungen" gegeben (Krampf, Meyer-Ottens, Wesche).

1.5.3. Öffentliches Kontaktstudium

Der SFB 148 veranstaltete in Zusammenarbeit mit dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig vom 17. - 20. 02. 1976 ein Kontaktstudium, dessen Zielsetzung war, in erster Linie Architekten und Bauingenieuren, aber auch allen anderen mit Fragen des Brandschutzes Konfrontierten, wie z. B. Behördenvertretern, Versicherern, Feuerwehren usw., die neuesten Forschungserkenntnisse und praktischen Erfahrungen auf dem Gebiet des vorbeugenden baulichen Brandschutzes in komprimierter Form zu vermitteln, wobei gleichzeitig der Stand der nationalen und internationalen Normung beleuchtet wurde. Durch die Vorführung von Brandversuchen wurde den Lehrgangsteilnehmern ein Eindruck über die versuchstechnischen Möglichkeiten und Probleme vermittelt.

Nicht zuletzt sah der SFB 148 in dem Kontaktstudium eine Möglichkeit, seiner Aufgabe gerecht zu werden, die bislang erzielten Ergebnisse an interessierte Studierende weiterzugeben.

Es gelang dem SFB, eine Reihe von national und international bekannten Experten zu den eigenen Referenten hinzuzugewinnen, die durch ihre Vorträge wertvolle Ergänzungen zu den eigenen Arbeiten lieferten und so dazu beitrugen, daß ein in sich abgerundetes Programm angeboten werden konnte.

Die auswärtigen Vortragenden waren:

Dipl.-Ing. W. B e c k e r , Neustadt-Hambach

Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. H. B u b , Präsident des Instituts für Bautechnik Berlin

Min.-Rat Dr.-Ing. H. E h m , Bonn

Oberreg.-Baurat A. K l o s e , Düsseldorf

Dipl.-Ing. T. P r ö ß d o r f , Allianz-Versicherung, München

Ltd. Branddirektor Dipl.-Ing. S c h u b e r t , Berlin

Prof. Dr.-Ing. N.V. W a u b k e , München

Ltd. Reg.-Dir. Dr.-Ing. W. W e s t h o f f , Dortmund

Dr.-Ing. C. W i e c h m a n n , Braunschweig

Aus dem eigenen Hause kamen folgende Beiträge:

Bechtold:	Stützen im Normbrandversuch
Bechtold:	Die Wirkung von natürlichen Bränden auf Bauteile bei Brandversuchen in einem viergeschossigen Wohngebäude
Haksever:	Rechnerische Untersuchung des Tragverhaltens von einfach statisch unbestimmten Stahlbetonrahmen unter Brandbeanspruchung
Klingsch:	Das Tragverhalten von Einzelbauteilen und deren Interaktion im Brandfall (Biegeglieder, Stützen, Geschoßplatten)
Kordina, Henke:	Sicherheitstheoretische Überlegungen zum Brandschutz
Kordina, Krampf, Meyer-Ottens mit Bub/Ehm:	Entwicklung europäischer Brandschutzvorschriften (Kurzreferate und Podiumsdiskussion).
Krampf:	Untersuchung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Normbrandversuch
Krampf:	Konstruktionsleichtbeton
Meyer-Ottens:	Geschützte Stahlbauteile
Meyer-Ottens:	Prüfung von Bauteilen und Sonderbauteilen nach DIN 4102, Teil 2 und Teil 3
Meyer-Ottens:	Brandverhalten von tragenden und nichttragenden Wänden
Rabe:	Mechanische Eigenschaften von Bewehrungsstählen und Baustählen unter hohen Temperaturen

- Schneider: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Konstruktionsbetonen unter instationärer Wärmebeanspruchung
- Schneider: Normbrand und natürliche Brände als Grundlage einer brandschutztechnischen Bemessung
- Schneider mit Becker: Vorbeugender baulicher Brandschutz im Industriebau (DIN 18 230)
- Wesche: Brandversuche an durchlaufenden Stahlbetonplatten als Plattenstreifen und im praxisnahen Einbauzustand

Die Teilnehmer am Kontaktstudium hatten Gelegenheit - und nahmen sie auch rege wahr -, die Eindrücke aus den Referaten in freier Diskussion zu vertiefen.

A

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich A - Bauteile

Allgemeine Angaben zum Projektbereich A

Zum Projektbereich A sind zwei Teilprojekte zusammengefaßt:

- A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen,
- A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton.

Bis heute ist es im Regelfall nur möglich, Einzelbauteile für die Katastrophenbeanspruchung "Brand" zu bemessen. Untersuchungen über das Zusammenwirken ganzer Konstruktionen sind nur vereinzelt durchgeführt worden. Zielsetzung des Projektbereichs A ist daher, auf breiterer Basis das Brandverhalten sich gegenseitig beeinflussender, "zusammengesetzter" Bauteile auf theoretisch-rechnerischem wie auf experimentellem Wege zu erforschen. Dazu werden vorwiegend Tragwerke, bestehend aus Stützen und Riegeln (einfache Rahmen), herangezogen. Durch Verallgemeinerung der gewonnenen Ergebnisse und deren sinnvolle Kombination soll ermöglicht werden, auch das Verhalten komplexer räumlicher Systeme zu beurteilen.

Eine enge Zusammenarbeit der beiden Teilprojekte war daher schon im Berichtszeitraum vorhanden, und sie wird in Zukunft noch intensiviert werden.

Mehrere der Mitarbeiter des Projektbereichs A sind für beide Teilprojekte tätig. Das wird nicht nur wegen der engen Verknüpfung der Aufgabenstellung grundsätzlich als sinnvoll angesehen, sondern führt - auch im einzelnen zu Vereinfachungen. Beispielsweise werden Rechenprogramme so entwickelt, daß sie mit entsprechenden Modifikationen in beiden Teilprojekten eingesetzt werden können.

Veröffentlichungen - Berichte

1. Bechtold, R.: Bericht über Brandversuche in einem viergeschossigen Wohngebäude, 5. Internationales Brandschutz-Seminar, der Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes (VFDB), Karlsruhe 1976.
2. Bechtold, R.: Praxisnahe Brandversuche, ausgeführt an einem zum Abbruch bestimmten modernen Gebäude in Lehrte, Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, 1976/77, Heft 16/17.
3. Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, (1977, Veröffentlichung in Vorbereitung).
4. Bechtold, R.,
Ehlert, P.,
Wesche, J.: Brandversuche an einem zum Abbruch bestimmten, viergeschossigen modernen Wohngebäude in Lehrte. Gemeinsamer Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig und des Instituts für Wärmetechnik und Industrieofenbau der Technischen Universität Clausthal, (1977, Veröffentlichung in Vorbereitung).
5. Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, (1977).
6. Haksever, A.: Das Brandverhalten von bretttschichtverleimten Holzstützen mit Rechteckquerschnitt. Bericht an die Entwicklungsgemeinschaft für Holzbau, München, (1977).
7. Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, (1975).

8. Klingsch, W.: Effect of Elevated Temperature on Structural Members" Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. St3, 3/1976.
9. Klingsch, W.: Reinforced Concrete under Transient High Temperature Conditions - Material Behaviour and Numerical Treatment; 2nd Intern. Conference on Mechanical Behaviour of Materials, Boston, Mass./USA, (1976).
10. Kordina, K.: Zur Frage des Brandrisikos in Hochhäusern. Deutsche Konferenz Hochhäuser, Mainz (1975).
11. Kordina, K.,
Schneider, U.: Über das Verhalten von Beton unter hohen Temperaturen. Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 12, (1975).
12. Kordina, K.,
Krampf, L.,
et al.: Guides to good practice; FIP/CEB recommendations for the design of reinforced and prestressed concrete structural members for fire resistance, London (1975).
13. Kordina, K.,
Schneider, U.: Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton unter instationärer Wärmebeanspruchung. beton, 25. Jahrg., Heft 1, S. 19/25, (1975).
14. Kordina, K.,
Klingsch, W.: Tragverhalten brandbeanspruchter Bauteile. 10. Kongreß der IVBH, Tokyo/Japan, (1976).
15. Kordina, K.: Fire Rating in Buildings. FIP Symposium in Sidney, (1976).
16. Kordina, K.,
Meyer-Ottens, C.: Über den Stand der Neubearbeitung von DIN 4102
 - a) DIN Mitteilungen, 1976, H. 2
 - b) Bautrichter, 1976, H. 2
 - c) Bauwirtschaft, 1976, H. 2
 - d) beton, Herstellung und Verwendung, 1976, H. 2
 - e) Zentralblatt für Industriebau, 1976, H. 2
17. Kordina, K.: The Aims of the Preventive Fire Precautions in Buildings, the Behaviour of Concrete Structural Members under Fire. Dansk Ingeniørakademien, Kopenhagen (1977).
18. Kordina, K.,
Klingsch, W.: Numerical calculation of failure load of reinforced concrete members under elevated temperature. SFB 148 (1977).
19. Kordina, K.,
Schneider, U.: Vapour Transport and Pressure Rise behind the Liner of Reactor Containments. 4th SMIRT-Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, San Francisco, (1977).

20. Krampf, L.: Verhalten der Biegedruckzone von Stahlleichtbetonbalken unter Brandbeanspruchung. Berichte aus der Bauforschung, Heft 97, W. Ernst & Sohn, (1975).
21. Krampf, L.,
Wesche, J.: ISO DIS 834/DIN 4102; Feuerwiderstandsuntersuchungen an Bauteilen. Mitteilungsblatt der Niedersächs. Materialprüfung 1975/75 und Tonindustriezeitung, 7/1975.
22. Krampf, L.,
Haksever, A.: Über das Verhalten eines einhüftigen Rahmens unter Brandbeanspruchung. Mitteilungsblatt der Niedersächs. Materialprüfung, 1974/75 und Tonindustriezeitung, 7/1975.
23. Krampf, L.: FIP-Design Recommendations for the Fire Resistance of prestressed and reinforced concrete structures - Basic information (1977), Veröffentlichung in Vorbereitung.
24. Meyer-Ottens, C.: Feuerwiderstandsdauer von Betonkonstruktionen, Betonfertigteil- und Mauerwerksbau (Teil I). beton- und fertigteil-jahrbuch, 24. Ausgabe, Bauverlag, (1976).
25. Meyer-Ottens, C.: Feuerwiderstandsdauer von Betonkonstruktionen, Betonfertigteil- und Mauerwerksbau (Teil I und II). Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1976, Heft 6 - 7.
26. Meyer-Ottens, C.: Feuerwiderstandsdauer unbekleideter Holzbalken mit Rechteckquerschnitt. bauen mit Holz, H. 5, (1976).
27. Schneider, U.,
Haksever, A.: Bestimmung der äquivalenten Branddauer von statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonbalken bei natürlichen Bränden (Beitrag zum Berechnungsverfahren nach DIN 18 230). Bericht an das Institut für Bautechnik, Berlin (1976).
28. Schneider, U.,
Kordina, K.: On the behaviour of normal concrete under steady state and transient temperature conditions. 3rd Int. Conf. Struct. Mech. in Reactor Techn., Vol. 3, Part H, Paper H 1/6, London, (1975).

Literatur-Arbeitsberichte A 1/A 2

- [1] Akhtaruzzaman, A.A., Sullivan, P.J.E.:
Calculation of Reflectrans of Reinforced Concrete Members during transient heating.
Imperial College of Science and Technology, London, (1974).
- [2] Arnault, P., Ehm, H., Kruppe, J.:
Evolution des températures dans les poteaux extérieurs soumis des à des incendies.
Centre Technique Industriel de la Construction Métallique
Puteaux, France, (1974).
- [3] Bareš, R.:
Berechnungstabellen für Platten und Wandscheiben.
Bauverlag GmbH, Wiesbaden, (1969).
- [4] Bechtold, R.:
Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall.
Dissertation, Technische Universität Braunschweig, (1977).
- [5] Bechtold, R.:
Versuche zum Erwärmungsverhalten von Stahlbetonstützen.
Jahresbericht 1973/74 des Sonderforschungsbereichs 148 der
Technischen Universität Braunschweig.
- [6] Bechtold, R., Ehlert, P., Wesche, J.:
Brandversuche an einem zum Abbruch bestimmten, viergeschossigen
modernen Wohngebäude in Lehrte.
Gemeinsamer Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbe-
tonbau der Technischen Universität Braunschweig und des Instituts
für Wärmetechnik und Industrieofenbau der Technischen Universität
Clausthal.
- [7] Becker, W., Stanke, J.:
Brandversuche an Stahlbetonfertigstützen,
DAfStB., Heft 215, (1970).
- [8] Becker, J., Bresler, B., Bizri, H.:
Reinforced Concrete Frames in Fire Environments.
ASCE National Structure Engineering Meeting, Cincinnati, Ohio,
USA, (1974).
- [9] Becker, J., Bresler, B.:
A Computer Program for the Fire Response of Structures -
Reinforced Concrete Frames.
University of California, Berkeley, (1974).

- [10] Bongard, W.:
Brandsicherheit im Stahlbau; Teil V Unverkleidete Stahlkonstruktionen, Brandverhalten und Verwendungsbereich.
Europäische Konvention für Stahlbau, (1974).
- [11] Bubenheim, H.J.:
Ein Beitrag zur Berechnung von Rahmensystemen mit nichtlinear-elastischem Werkstoffgesetz.
Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, (1969).
- [12] Culver, C.G.:
Steel Column Buckling Under Thermal Gradients.
Journal of the Structural Division, August (1972).
- [13] Czerny, F.:
Tafeln für vierseitig und dreiseitig gelagerte Rechteckplatten.
Betonkalender, Berlin, (1970).
- [14] Dotreppe, J.C.:
Prévision par le calcul du comportement à l'incendie des structures simples.
Universite de Liege, (1976).
- [15] Duddeck, H.:
Traglasttheorie der Stabtragwerke.
Betonkalender II, S. 621 ff, (1972).
- [16] Ehm, H.:
Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen.
Dissertation, Technische Universität Braunschweig, (1967).
- [17] Ellingwood, B., Shaver, J.E.:
Analysis of Reinforced Concrete Beams Subjected to Fire.
Nat. Bureau of Standards Building Science Series 76, Washington, (1976).
- [18] Ertürk, I.:
Zwei-, drei- und vier-seitig gestützte Rechteckplatten.
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, München, (1965).
- [19] Fey, T.:
Vereinfachte Berechnung von Rahmensystemen des Stahlbetonbaus nach der Theorie II. Ordnung.
Der Bauingenieur 41, Heft 6, S. 231 ff, (1966).

- [20] Gustaferro, A.H., Selvaggio, S.L.:
Fire Endurance of Simply Supported Prestressed Concrete Slabs.
Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 12, No. 1,
Feb. 1967, pp. 37 - 54, PCA Research Department Bulletin 212.
- [21] Haksever, A.:
Rechnerische Untersuchung des Tragverhaltens von einfach statisch
unbestimmten Stahlbetonrahmen im Brandfall.
SFB 148-Jahresbericht (1973/74, Technische Universität Braunschweig).
- [22] Haksever, A.:
Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbeton-
rahmen im Brandfall.
Dissertation, Technische Universität Braunschweig, (1977).
- [23] Irle, A.:
Zum vereinfachten Stabilitätsnachweis ebener Stahlbetonrahmen.
Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, (1974).
- [24] Issen, L.A., Gustaferro, A.H., Carlson, C.C.:
PCA-Paper, PA 19 103, (1970).
- [25] Kawagoe, K., Saito, H.:
Thermal Effects of Fires in Buildings.
Einführungsbericht zum 10. Kongreß des IVBH in Tokio, (1976).
- [26] Klingsch, W.:
Querschnittsanalyse von Stahlbetonbauteilen beliebiger Querschnitts-
form.
SFB 148 - Ergebnisse, Technische Universität Braunschweig, (1977).
- [27] Klingsch, W.:
Traglastberechnung thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder.
Tätigkeitsbericht des SFB 148 an die DFG, A1/A2-II, Technische
Universität Braunschweig, (1974).
- [28] Klingsch, W.:
Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahl-
betondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung.
Dissertation Technische Universität Braunschweig, (1975). Schriften-
reihe des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Techni-
schen Universität Braunschweig, Heft 33, (1976).
- [29] Klingsch, W.:
Entwicklung und Verteilung von axialen Zwangskräften in Stahlbeton-
Flächentragwerken bei partieller Brandbeanspruchung.
Tätigkeitsbericht SFB 148 an die DFG, Technische Universität Braun-
schweig, (1974).

- [30] Klingsch, W., Weber, V.:
Resttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen nach Brandeinwirkung.
Bericht in Vorbereitung.
- [31] Knublauch, E., Rudolphi, R., Stanke, J.:
Theoretische Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von Stahl-
stützen und Vergleich mit Versuchen.
Der Stahlbau, Heft 6 und 8, (1974).
- [32] Kocherscheidt, W.:
Feuerwiderstandsfähigkeit von Beton und Stahlbeton.
Dissertation, Technische Hochschule Stuttgart, (1963).
- [33] Kordina, K.:
Grundlagen für den Entwurf von Stahlbeton- und Spannbetonbau-
teilen mit bestimmter Feuerwiderstandsdauer.
Stahlbetonbau, Berichte aus Forschung und Praxis. Festzeit-
schrift Rüsck. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, (1969).
- [34] Kordina, K.:
Bewehrungsführung in Rahmenecken und Rahmenknoten.
Vortrag, gehalten auf dem Deutschen Betontag in Hamburg, (1975).
- [35] Kordina, K., Klingsch, W.:
Tragverhalten brandbeanspruchter Bauteile.
Proceedings of the 10. Congress of IABSE (IVBH), Tokio, (1976).
- [36] Kordina, K., Janko, B.:
Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stabwerkrahmen aus
Stahlbeton.
Heft 31, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Tech-
nischen Universität Braunschweig, (1974).
- [37] Kordina, K., Schneider, U., Waubke, N.V.:
Zur Hochtemperaturrheologie von Normalbeton.
Schriftenreihe des SFB 148, Heft 9, S. 112 ff, Braunschweig,
(1974).
- [39] Krampf, L.:
Brand bei Linde 1971.
VFDB-Zeitschrift 2/73, S. 62, (1973).
- [40] Lie, T.T., Allen, D.E.:
Calculation of the Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns,
Division of Building Res., TP-378, Ottawa (Canada), (1972).

- [41] Lie, T.T., Harmathy, T.Z.:
Fire Endurance of Concrete-Protected Steel Columns,
ACI-Journal, Januar (1974).

- [42] Meyer-Ottens, C.:
Brandverhalten von raumabschließenden Bauteilen.
Zentralblatt für Industriebau, Heft 9 (1972).

- [43] Meyer-Ottens, C.:
Brandschutz.
Berichte aus der Bauforschung, Heft 70, (1971).

- [44] Petterson, O., Magnusson, S.E., Thor, J.:
Fire Engineering Design of Steel Structures.
Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm (Schweden),
Publication 50, (1976).

- [45] v. Postel, R.:
Brandversuche an statisch bestimmt aufgelagerten Stahlbetonplatten.
DAfStB., Heft 230, (1975).

- [46] Quast, U.:
Geeignete Vereinfachungen für die Lösung des Traglastproblems
der ausmittig gedrückten prismatischen Stahlbetonstützen mit
Rechteckquerschnitt.
Dissertation Technische Universität Braunschweig, (1972).

- [47] Rehm, G., Nürnberger, U.:
Zur Frage der Dauerhaltbarkeit von Spannstählen.
Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 9, (1976).

- [48] Richter, E.:
Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit von im Spannbett vor-
gespannten Spannbetonbalken unter Brandbeanspruchung.
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der
Technischen Universität Braunschweig, (1977, in Vorbereitung).

- [49] Saito, H.:
Behaviour of Endrestrained Concrete Member in Fire.
BRI Research Paper No. 32, Tokyo, (1968).

- [50] Schneider, U.:
Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbeton bei
hohen Temperaturen. Dissertation Technische Universität Braun-
schweig, (1973).

- [51] Schneider, U., Haksever, A.:
Bestimmung der äquivalenten Branddauer von statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonbalken bei natürlichen Bränden.
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, (1976).
- [52] Schulze, F., Wedler, B.:
Brandversuche mit belasteten Eisenbetonbauteilen, Teil II, 1939.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 92.
Hummel, A., Herrmann, M., Domöhl, E.:
Brandversuche mit belasteten Eisenbetonbauteilen, Teil III, 1942.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 92.
- [53] Seekamp, H.:
Brandversuche mit stark bewehrten Stahlbetonsäulen.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 132, (1959).
- [54] Seigel, L.G.:
Fire Test of an Exterior Exposed Steel Spandrel Girder.
Materials Research and Standards 10 (1970), Nr. 2, S. 10 - 13.
- [55] Sfintesco, D.:
Bemessung von Stahl und Verbundbauwerken gegen Brandeinwirkungen.
Einführungsbericht zum 10. Kongreß d. IVBM in Tokio, (1976).
- [56] Stanke, J.:
Prüfung und Beurteilung des Brandverhaltens von Stahlstützen.
Forschungsberichte VDI-Zeitung, Oktober (1970).
- [57] Stanzak, W.W., Lie, T.T.:
Fire Resistance of Unprotected Steel Columns.
Journal of the Structural Division, May (1973).
- [58] Thomas, P.H., Webster, C.T.:
The Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns.
National Building Studies, Research Paper No. 18, (1953).
- [59] Timoshenko, S.:
Theory of Plates and Shells.
2nd. edition, New York, (1959).

- [60] Witteveen, J., Twilt, L., Bijlaard, F.S.K.:
The Stability of Braced and Unbraced Frames of Elevated
Temperatures.
Stability of Steel Structures, Liege 13, Preliminary Report,
April (1977).

- [61] Arbeitsberichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke.
Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau. Technische
Universität München, Heft 1/72, (1972).

- [62] Dimensional Buckling Curves.
European Conversation for Steelwork.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden
im Zusammenhang mit biegebeanspruchten
Bauteilen

beteiligte Wissenschaftler: Dr.-Ing. Bechtold
Dr.-Ing. Haksever
Dipl.-Ing. Heydemann
Dipl.-Ing. Hoffend
Dr.-Ing. Klingsch
o. Prof. Dr.-Ing. Kordina
Dipl.-Ing. Richter
Dipl.-Math. Cakiroglu (geb. Retat)
Dipl.-Ing. Walter

Übersicht über den Zeitraum 1975 - 1977

Bezug: Förderungsanträge 1974 S. 34 - 50
1977 S. 45 - 64

Mit der Fertigstellung und Inbetriebnahme des Brandversuchsstandes für Stützen und Rahmen wurden die Voraussetzungen für ausgedehnte Studien über das Brandverhalten von vorwiegend auf Druck beanspruchten Bauteilen, die im Zusammenhang mit anschließenden, auf Biegung beanspruchten Unterzügen und Decken stehen, geschaffen.

Die bereits im vergangenen Förderungszeitraum formulierten grundlegenden Arbeitshypothesen konnten nunmehr experimentell überprüft und im wesentlichen auch bestätigt werden.

Auf der Grundlage verbesserter Werkstoffkenntnisse - diese wurden vorwiegend innerhalb des SFB 148 erarbeitet - konnten die vorhandenen Rechenprogramme so weit verbessert und vervollständigt werden, daß es nun möglich ist, das Verformungsverhalten und die Versagenszeiten von feuerbeanspruchten, vergleichsweise einfachen, rahmenartigen Bauteilen und Stützen zuverlässig anzugeben. Hinsichtlich der Untersuchungen an Stützen konnte in Versuchen das Verhalten mit und ohne Längsdehnungsbehinderung erfaßt werden. Dies gilt sowohl für Bauteile aus Stahlbeton als auch für Stützen aus Stahl. Im Teilprojekt A 1 wurde im zu Ende gehenden Förderungszeitraum die Produktionsphase erreicht.

Die innerhalb des Teilprojekts A 1 mit dem Ziele einer fundierten Theoriebildung gewählte Arbeitsweise - Aufstellen von Arbeitshypothesen, Festlegen von Versuchsserien anhand der Ergebnisse detaillierter Parameterstudien, rechnerische Prognose der Verformungen, der Versagensart und des Versagenszeitpunktes der Probestücke vor den Brandversuchen und schließlich rechnerisch-theoretische Analyse der Ergebnisse der Brandversuche - hat sich bewährt. Die theoretischen und experimentellen Arbeiten wurden entsprechend der gemeinsamen Zielsetzung in ständiger Führungnahme mit den Sachbearbeitern im Teilprojekt A 2 durchgeführt. Im Zuge des Überganges vom Studium des Brandverhaltens ebener Rahmensysteme zur Erarbeitung von Erkenntnissen über das Trag- und Verformungsverhalten von räumlichen Tragwerken - beispielsweise bestehend aus einer Anzahl nebeneinander stehender ebener Rahmen, die durch Decken und Unterzüge miteinander verbunden sind - wird die Zusammenarbeit mit dem Teilprojekt A 2 zwangsläufig noch intensiviert. Die im jetzt auslaufenden Förderungszeitraum erarbeiteten und in den folgenden Einzelberichten dargestellten

Ergebnisse sollen möglichst rasch veröffentlicht und der Fachwelt zugänglich gemacht werden. Neben der umfassenden wissenschaftlichen Dokumentation dieser Ergebnisse ist aber auch daran gedacht, eine praxisgerechte Aufbereitung und Formulierung der Ergebnisse auf Grund der zum Teil sehr umfangreichen theoretischen und experimentellen Detailuntersuchungen durchzuführen. Diese dem SFB sehr wichtig erscheinende Aufgabe soll mit Beginn des kommenden Förderungszeitraumes in Angriff genommen werden.

In den Tätigkeitsberichten für die Jahre 1975 - 1977 wird auf den Bau, den Betrieb und die Leistungsfähigkeit des Brandversuchsstandes für Stützen und Rahmen eingegangen (BERicht A 1 - 1). Im Bericht A 1 - 2 werden die bis Juni 1977 durchgeführten Brandversuche an Stahlbetonstützen vorgestellt und deren Ergebnisse und Meßdaten mit den Erkenntnissen aus numerischen Analysen verglichen.

Danach folgt eine Abhandlung über das Brandverhalten statisch bestimmt gelagerter Stahlbetonstützen, aus der die Einflüsse verschiedener Parameter auf den Versagenszeitpunkt deutlich hervorgehen (BERicht A 1 - 3). Auf die bisher durchgeführten Brandversuche an einfach statisch unbestimmt gelagerten einhüftigen Stahlbetonrahmen wird im Bericht A 1 - 4 eingegangen; die Ergebnisse werden dort ebenfalls rechnerisch analysiert und entsprechend kommentiert. Eine Untersuchung über das Brandverhalten statisch unbestimmt gelagerter Stabtragwerke, in der auch in Form einer Arbeitshypothese das zu erwartende Brandverhalten mehrgeschossiger ebener Rahmen unter örtlich begrenztem Feuerangriff gezeigt wird, enthält der Bericht A 1 - 5. Die im Rahmen des Teilprojekts A 1 ausgeführten Untersuchungen zum Brandverhalten von Stahlstützen werden im Ergebnisbericht A 1 - 6 beschrieben. Auch hier zeigt sich deutlich eine gute Übereinstimmung der im Versuch gewonnenen Meßdaten mit den Ergebnissen der rechnerischen Prognosen. Da in wirklichen Bränden eine Stütze nicht grundsätzlich auf volle Höhe allseitig gleichmäßig erwärmt werden muß, wurden auch Untersuchungen über längs der Stabachse veränderlich beflamnte Stützen durchgeführt (Bericht A 1 - 7). Einen wichtigen Anwendungsfall hierfür stellt die Außenstütze dar, für welche eine genormte Prüfvorschrift noch nicht vorliegt; Mitarbeiter des SFB 148 hatten

Gelegenheit, Meßdaten über die Erwärmungsvorgänge in Außenstützen im Rahmen "natürlicher Brände" zu sammeln [6], die zu den vorerwähnten und grundsätzlichen Untersuchungen innerhalb des Teilprojekts A 1 Anlaß gaben.

Der Versuchsstand
zur Ausführung von Brandversuchen an Stützen und Rahmen

von

Dr.-Ing. R. Bechtold

Dipl.-Ing. R. Walter

Inhalt

1. Bau	2
2. Betrieb	2
3. Leistungsfähigkeit	5
3.1. Thermische Randbedingungen	5
3.2. Geometrische Randbedingungen	5
3.3. Statische Randbedingungen	6
4. Weitere Einsatzmöglichkeiten	7

1. Bau

Unmittelbar nach Freigabe der finanziellen Mittel durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (September 1973) wurden die ersten Teilleistungen für die Errichtung des Versuchsstandes in Auftrag gegeben. Dies war deshalb möglich, weil die gesamte Planung - sowohl in konstruktiver als auch in ausführungstechnischer Hinsicht - bereits als Vorleistung des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig vorlag.

Durch eine sorgfältige Terminplanung, die eine Berücksichtigung aller denkbaren Risiken und Pufferzeiten für unvorhersehbare Schwierigkeiten gestattet, die bei der Erstellung einer Versuchsanlage dieser Art und Größe auftreten können, konnte sichergestellt werden, daß sowohl der Versuchsstand selbst als auch die zum Betrieb erforderlichen Gebäude (Wetterhülle, überdachte Arbeits- und Lagerflächen, Büro- und Sozialräume für das handwerkliche Personal) innerhalb kürzester Zeit zur Verfügung standen.

Bereits im Herbst 1975 konnte das Brandhaus des Versuchsstandes "trockengeheizt" werden. Ende 1975 war die gesamte Anlage so weit betriebsbereit, daß mit den ersten Versuchen an "zentrisch" belasteten Stützen begonnen werden konnte (s. Tabelle 1, A 1 - 1 - Seite 3).

2. Betrieb

Noch im ersten Halbjahr 1976 wurde der erste Brandversuch an einem Stahlbetonrahmen durchgeführt, bei dem auf Stiel und Riegel die nach DIN 1045 zulässigen Lasten aufgebracht wurden (siehe A1-4).

Bei diesem "Nullversuch" konnte die Funktionsfähigkeit der Gesamtanlage erprobt werden. Da der für 1976 beantragte Teil der Einrichtung zur elektronischen Messung und Erfassung von Kräften, Wegen und Temperaturdaten wegen der Investitionssperre noch nicht vorhanden war, mußte bei diesem ersten Rahmenversuch noch in erheblichem Maße improvisiert werden.

Der Ablauf dieses Versuchs und die Übereinstimmung der Ergebnisse mit den rechnerisch prognostizierten Werten hinsichtlich der Verformungen, der Versagensart und des Versagenszeitpunktes waren trotzdem befriedigend.

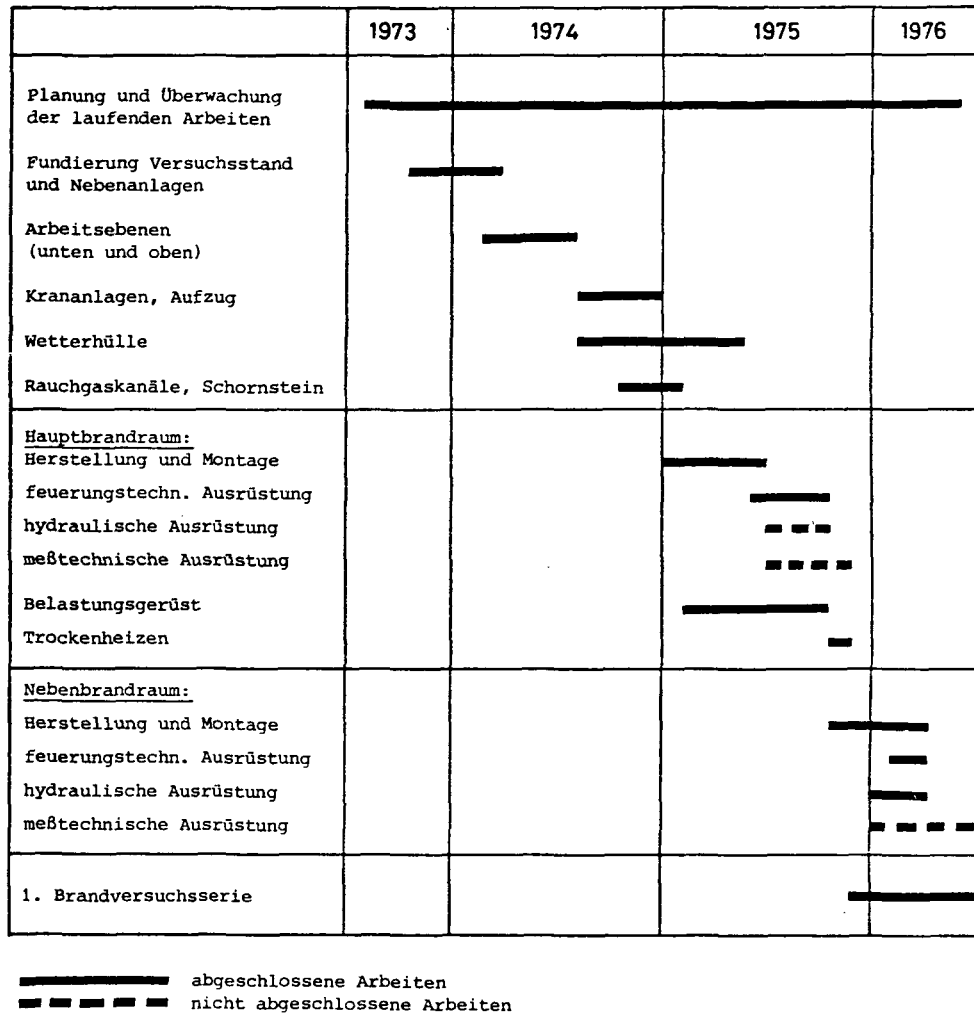


Tabelle 1: Bauablaufplan

Aufbau, Durchführung und Auswertung der Ergebnisse dieses Versuchs zeigten deutlich die Dringlichkeit der für 1976 und 1977 beantragten Investitionen, die das Ziel haben, den Versuchsablauf präzise - frei von manuellen Eingriffen - zu steuern und die Ergebnisse schnell, fehlerfrei und für die Auswertung EDV-gerecht zu erfassen.

Sofort nach Aufhebung der Investitionssperre durch die DFG konnte der für 1976 beantragte Teil der meßtechnischen Ausrüstung bestellt werden. Er wurde bis April 1977 ausgeliefert, so daß mit der Durchführung der ersten drei Rahmenversuche der 76er Serie, die Messung und Erfassung der Versuchsdaten sowohl quantitativ als auch qualitativ den Erfordernissen einer sachgerechten Auswertung entsprachen. Auf die Wichtigkeit

der beantragten Ergänzungseinrichtung - die auch im Zusammenhang mit dem geplanten Versuchsstand für flächenartige Bauteile des Teilprojekts A 2 genutzt wird - sei an dieser Stelle nochmals hingewiesen.

Um einen hohen Grad an fundierter Theoriebildung zu erreichen, müssen die für den Projektbereich A bereits formulierten Arbeitshypothesen laufend durch Versuchsergebnisse bestätigt oder - wenn nötig - korrigiert werden. Dieser Forderung entsprechend wurde das zur Verfügung stehende handwerkliche Personal vorwiegend für den Aufbau, die Durchführung und den Abbau von Versuchen eingesetzt, um in kurzer Zeit eine möglichst große Anzahl von experimentell gefundenen Erkenntnissen zu erarbeiten. Ausgehend von einer vollen Kapazitätsauslastung des Versuchsstandes, beispielhaft gezeigt am aktuellen Versuchsplan des Jahres 1977 (Tabelle 2), wurde es deshalb erforderlich, einige Versuchskörper (Stahl- und Stahlbeton-Stützen) unter Kontrolle des Sonderforschungsbereichs 148 von Fremdfirmen herstellen und liefern zu lassen.

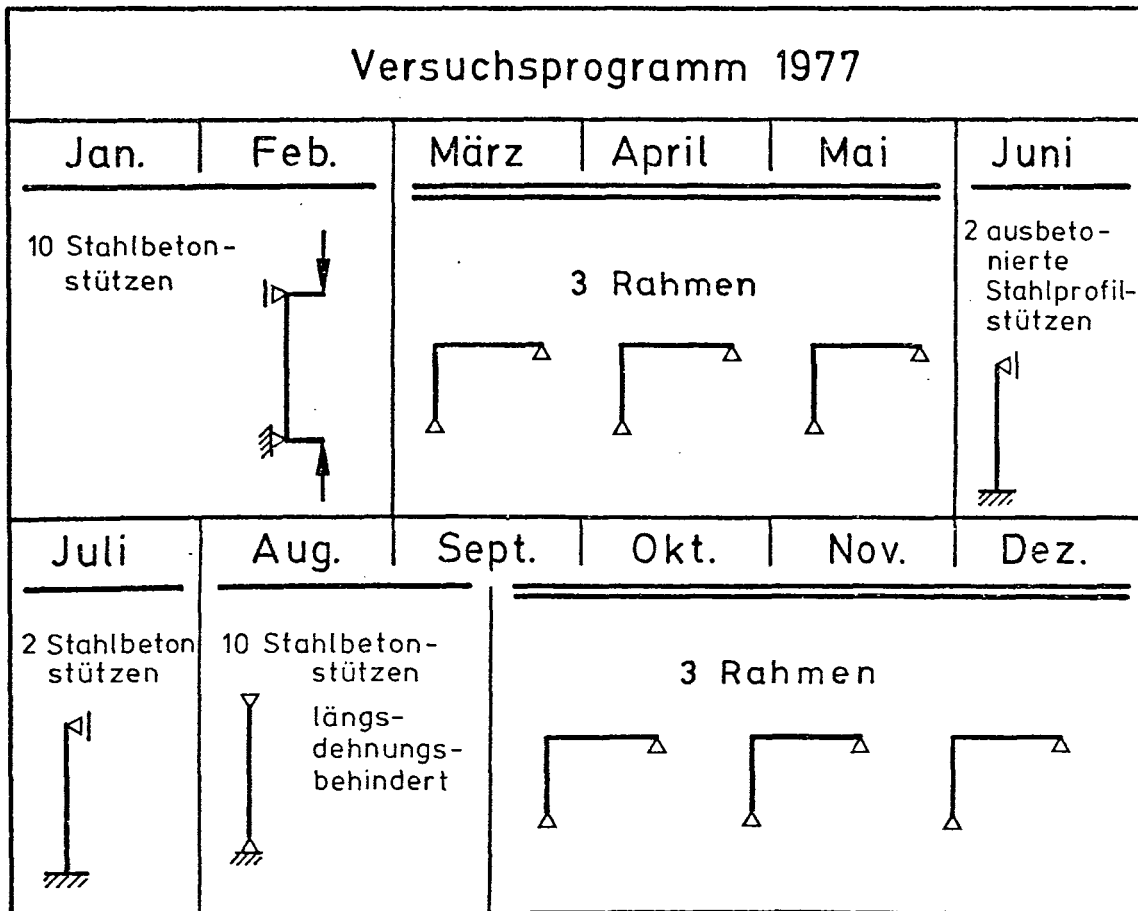


Tabelle 2: Versuchsprogramm 1977

Sobald der durch die Investitionsverzögerungen bedingte Nachholbedarf an Versuchserkenntnissen befriedigt ist und Theoriebildung und experimentelle Bestätigung zeitlich richtig abgestimmt werden können, treten Versuchspausen ein. Während dieser Zeiten können dann vom handwerklichen Personal des Teilprojekts A 1 alle erforderlichen Versuchskörper hergestellt und die dann notwendigen Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten an der Versuchsanlage durchgeführt werden.

3. Leistungsfähigkeit

Voraussetzung zur Beurteilung von Rechenmodellen und zur Überprüfung rechnerischer Ergebnisse durch Versuche ist das exakte Einhalten definierter Randbedingungen. Die Größe der Abweichungen von den Sollwerten ist ein Maß für die Güte und Leistungsfähigkeit eines Versuchsstandes. Im Stützen-/Rahmen-Brandversuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 ist es gelungen, diese Abweichungen bei allen Randbedingungen klein zu halten.

3.1. Thermische Randbedingungen

Bei allen bisherigen Stützen- und Rahmenversuchen wurde die Feuerbeanspruchung entsprechend der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102 aufgebracht. Der Unterschied der in Bauteilnähe an verschiedenen Meßstellen registrierten Brandraumtemperaturen in Stützen- oder Riegellängsrichtung war gering. In der Regel betrugen die Abweichungen von der Sollkurve im Hauptbrandraum in der 30. Minute $\pm 30^{\circ}\text{C}$, in der 60. Minute $\pm 20^{\circ}\text{C}$. Im Nebenbrandraum waren sie etwa 10°C größer (siehe auch A1-2, Bild 4).

Die nicht beflamnte Länge am Stützenfuß und Stützenkopf konnte sehr klein gehalten werden. Sie beträgt etwa 10 cm.

3.2. Geometrische Randbedingungen

Im Hauptbrandraum kann die lichte Brandraumhöhe von 3,6 m bis 5,6 m in Abständen von 0,5 m verändert werden, so daß bei gleichzeitiger Verstellung des Belastungsgerüsts Stützen mit Längen von 3,8 bis 5,8 m geprüft werden können. Bei Benutzung entsprechender Distanzstücke können sogar Stützen mit einer minimalen Länge von 2,5 m geprüft werden. Es können Stützen mit beliebiger Querschnittsform und -abmessungen in den Versuchsstand eingebaut werden.

Der Umbau des Brandhauses ist einfach und schnell durchführbar, da alle zu demontierenden Teile als Fertigteile hergestellt werden. Hinsichtlich der Prüfung von einhüftigen Rahmen wurde zunächst die Riegellänge auf 6 m und die Stiellänge auf 4,5 m festgelegt.

3.3. Statische Randbedingungen

Zentrales Problem bei der Durchführung von Brandversuchen an Stützen und Rahmen ist das exakte Einhalten der gewählten Auflagerbedingungen. Für die ersten Versuche war gelenkige Auflagerung gewählt worden. Im Bericht A1-2 wird die konstruktive Ausbildung der Auflagerpunkte für einen Stützenversuch und das Verformungsbild einer Stütze nach dem Brandversuch gezeigt. Das Verformungsbild und vor allem die Versuchsnachrechnungen bestätigen, daß die Annahme gelenkiger Lagerung gerechtfertigt ist. Der Versuchsstand gestattet neben der Ausbildung der gelenkigen Lagerung auch die Ausführung einer Einspannung. Der Grad der Einspannung kann durch hydraulische Pressen gesteuert und durch Verformungsmessungen überprüft werden. Eine starre Einspannung ist ebenfalls möglich, da das Belastungsgerüst entsprechend steif ausgebildet wurde.

Die Versuche können sowohl last- als auch verformungsgesteuert (Längsdehnungsbehinderung der Stütze) gefahren werden. Bei verformungsgesteuerten Versuchen werden die Verformungen des Belastungsgerüsts durch entsprechende Messungen miterfaßt.

Die Belastung von Stützen kann sowohl mittig als auch ausmittig eingeleitet werden. Die einbaubedingten Abweichungen des Lasteinleitungspunktes von der Soll-Lage sind in der Regel ≤ 1 mm. Durch den Einsatz von Zusatzpressen am Kopf oder Fuß der Stütze läßt sich jede beliebige Momenten-Normalkraft-Kombination verwirklichen.

Alle Auflagerkräfte - sowohl bei Stützen als auch bei Rahmenversuchen - werden mit Hilfe von Kraftmeßdosen gemessen. Die gerätebedingten Meßfehler sind bei Kräften bis 1000 kN $< 0,5$ %, bei Kräften bis 2000 kN $< 1,5$ % und bei Kräften bis 4000 kN < 2 %. Die zur Zeit maximal mögliche Stützenlast beträgt 4000 kN.

4. Weitere Einsatzmöglichkeiten

Der Betrieb des Versuchsstandes und die Durchführung von Experimenten ist in enger Verknüpfung mit der Entwicklung von Modellen und Verfahren zur rechnerischen Analyse von brandbeanspruchten Bauteilen zu sehen. Obwohl der Stahlbeton bei den ersten Versuchen im Vordergrund stand, sind die Experimente nicht auf diesen Baustoff beschränkt.

So konnten - teilweise durch Finanzierung von anderer Seite - auch Brandversuche an Stahlprofilstützen (siehe unter A 1 - 6 bzw. Versuchsplan 1977 [Tabelle 2]) und Holzstützen durchgeführt werden. Dadurch standen experimentelle Ergebnisse für die Entwicklung von Rechenmodellen auch für diese Werkstoffe zur Verfügung.

Die bisher im Stützen-/Rahmen-Versuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführten Versuche haben die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten dieses Brandhauses bestätigt.

Brandversuche an Stahlbetonstützen
- Versuchsergebnisse und numerische Analyse -

von

Dr.-Ing. Wolfram Klingsch

Dr.-Ing. Ataman Haksever

Dipl.-Ing. Robert Walter

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung	3
2. Angewandte Methode	4
2.1. Versuchsprogramm	4
2.2. Rechenverfahren	4
3. Ergebnisse und ihre Bedeutung	6
3.1. Experimentelle Ergebnisse	6
3.1.1. Feuerwiderstandsdauer t_u	6
3.1.2. Temperaturmessungen	9
3.1.3. Verformungsmessungen	9
3.2. Numerische Ergebnisse	9
3.2.1. Die Temperaturentwicklung $T(x,y,t)$	9
3.2.2. Der Versagenszeitpunkt t_u	10
3.2.3. Einfluß der ungewollten Ausmitte e_u	12
3.2.4. Einfluß der Lastexzentrizität e_o/d_u	13
3.2.5. Einfluß der Stützenschlankheit s_u/d bzw. λ	13
3.2.6. Verformungsrechnungen nach Theorie II. Ordnung an Versuchsstützen	15
4. Vergleich mit anderen Arbeiten	16
4.1. Vergleich experimenteller Ergebnisse	16
4.2. Vergleich der numerischen Ergebnisse	17
5. Ausblick	18
5.1. Weitere experimentelle Untersuchungen	18
5.2. Zukünftige numerische Erweiterungen	18

1. Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung

Über experimentelle Ergebnisse bezüglich des Brandverhaltens von belasteten Stahlbetonstützen findet sich in der Literatur eine ganze Reihe von Einzelergebnissen (siehe z. B. [32]). Häufig sind diese Ergebnisse jedoch wegen unzureichender Detailinformationen kaum reproduzierbar; zumindest eignen sie sich nur bedingt für verallgemeinerungsfähige Aussagen, da in der Regel lediglich Ergebnisse aus Einzeluntersuchungen vorliegen. So gab es bislang noch keine experimentellen Daten zum Problem der Feuerwiderstandsdauer schlanker Stahlbetonstützen unter kombinierter Beanspruchung aus Normalkraft und planmäßiger Biegung bei gleichzeitigem Einhalten definierter statischer Randbedingungen.

Der kombinierte Stützen-/Rahmen-Versuchsstand des SFB 148 erlaubt jetzt erstmals, Bauteile unterschiedlicher Systemlänge bei exzentrischer Belastung zu prüfen; die Beibehaltung definierter statischer Randbedingungen wird während des gesamten Versuchs gewährleistet. Die Zielsetzung der jetzt abgeschlossenen Versuchsserien war es daher, unter anderem erste experimentelle Informationen über den Einfluß von Stützenschlankheit und Lastausmitte bei allseitiger Beflammung zu erhalten. Gleichzeitig dienten diese Versuche der Überprüfung und Absicherung der bereits im SFB 148 entwickelten Rechenprogramme. Durch Nachrechnung der in [7] veröffentlichten Ergebnisse konnte zwar eine erste Bestätigung der numerischen Verfahren gewonnen werden [27], eine experimentelle Überprüfung für ein breiteres Parameterspektrum fehlte jedoch bislang noch. Die Rechenverfahren sind zwischenzeitlich so erweitert worden, daß neben statisch bestimmten auch statisch unbestimmte und längsdehnungsbehinderte Stützen numerisch behandelt werden können [28, 22].

Als wesentlicher Teilaspekt stand bei dieser Studie im Vordergrund die Überprüfung der Versagenszeiten von statisch bestimmt gelagerten Stützen, die auf der Grundlage von DIN 1045 und DIN 4102, Ausgabe 1970, für "F 90" bemessen und mit voller zulässiger Gebrauchslastkombination belastet waren. Die in diesem Bericht vorgelegten Untersuchungen sollen die Leistungsfähigkeit der entwickelten Rechenmodelle aufzeigen.

2. Angewandte Methode

2.1. Versuchsprogramm

Die Parameter, die das Brandverhalten von Stahlbetonstützen und damit auch die Feuerwiderstandsdauer bestimmen, lassen sich in vier Gruppen einteilen:

- geometrische,
- stoffliche,
- thermische und
- statische Einflußgrößen.

In der ersten Stützenversuchsserie wurden nur geometrische und statische Parameter variiert. Im Mittelpunkt stand die Variation der Schlankheit und der planmäßigen Last-Ausmitte. Die gewählten Randbedingungen zeigt Tabelle 1.

Die maximal zulässige Gebrauchslast N_0 der Stütze wurde entsprechend DIN 1045 ermittelt.

2.2. Rechenverfahren

Das Rechenverfahren zur numerischen Analyse instationär thermisch beanspruchter Bauteile beruht auf einer mehrdimensionalen Diskretisierung des Bauteils.

Sowohl für die thermische Analyse eines Querschnitts als auch für dessen Tragfähigkeitsbestimmung wird der Querschnitt in seiner Ebene in diskrete finite Einzelbereiche unterteilt; dies entspricht einer zweidimensionalen Diskretisierung. Bei genügend feiner Rasterung kann mit ausreichender Genauigkeit der Temperaturgradient innerhalb eines jeden Teilelements vernachlässigt und damit jedes dieser Einzelelemente als isotherm behandelt werden. Die Kopplung aller Teilelemente miteinander folgt aus der Forderung nach Querschnittskontinuität. Bei Systemanalysen, z. B. Biegelinienbestimmung von Balken oder Plattenstreifen, insbesondere aber bei der Berücksichtigung von Einflüssen aus geometrischer Nichtlinearität, z. B. der Traglastanalyse schlanker Stützen, wird eine weitere Diskretisierung längs der Systemachse erforderlich; damit wird die zweidimensionale Querschnittsdiskretisierung zu einer dreidimensionalen Systemdiskretisierung erweitert.

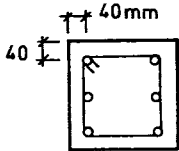
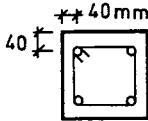
Geometrie	$b/d = 300/300 \text{ mm}$ $6 \varnothing 20$ Bügel $\varnothing 8$ Bügelabstand $a = 24 \text{ cm}$ 
	$b/d = 200/200 \text{ mm}$ $4 \varnothing 20$ Bügel $\varnothing 8$ Bügelabstand $a = 20 \text{ cm}$ 
	Stützenlänge: veränderlich von 3,8 bis 5,8 m
Baustoffe	Beton: Mischung A und B (siehe Tabelle 2) Stahl: Längsbewehrung BSt 42/50 RU Bügel BSt 42/50 RK
thermische Randbedingungen	Beflammung allseitig und in Stützenlängsrichtung konstant (Brandraumtemperaturverlauf gemäß der ETK nach DIN 4102)
statische Randbedingungen	<ul style="list-style-type: none"> - Stütze beidseitig gelenkig gelagert - Einachsige Biegung mit gleichsinnigen und gleichgroßen Endexzentrizitäten (Variation von e_0/d: $0 \leq e_0/d \leq 0,5$) - konstante N_0-e_0-Kombination während des Versuchs (freie thermische Längsdehnung der Stütze)

Tabelle 1: Grundwerte der Versuche

Betonmischung	A	B
Art	Quarzitischer Kiesbeton	
Zement	PZ 350 F	
WZ-Wert	0,70	0,69
Betonrohddichte des Festbetons	2280 kg/m^3	2300 kg/m^3
Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen	$29,0 \text{ N/mm}^2$	$30,9 \text{ N/mm}^2$
E-Modul nach 28 Tagen	22100 N/mm^2	29300 N/mm^2
gewählte Betongüte für die Bemessung	Bn 250	

Tabelle 2: Materialdaten

3. Ergebnisse und ihre Bedeutung

3.1. Experimentelle Ergebnisse

Aufgrund der engen Verknüpfung von numerischer Analyse und Versuch war die Verwirklichung definierter thermischer und statischer Randbedingungen Grundvoraussetzung bei der Durchführung aller Versuche.

Besondere Bedeutung kam dabei der gelenkigen Lagerung der beiden Endpunkte zu. Bild 1 zeigt die konstruktive Ausbildung der Auflagerpunkte. Die Bilder 2 und 3 zeigen die verformte Stütze Nr. 16 nach dem Brandversuch. Verformungen sind nur in Beanspruchungsrichtung festzustellen (s. Bild 2). Die Biegelinie ist über die gesamte Stützenlänge einsinnig gekrümmt; Gegenkrümmungen als Ursache elastischer Einspannungen waren bei dieser Stütze wie auch bei allen anderen dieser Versuchsserie nicht zu beobachten. Somit ist die Annahme einer beidseitig gelenkigen Lagerung gerechtfertigt, wie dies bereits die Versuchsnachrechnungen ergeben haben.

Auch bei der Einhaltung aller weiteren Randbedingungen gelang es, die Abweichungen vom Sollwert klein zu halten (s. Bericht A 1 - 2).

Das Meßprogramm bei allen Stützenversuchen umfaßte

- Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer t_u ,
- Messung der Brandraum- und Bauteiltemperaturen,
- Messung der Stützenverformungen,
- Versuchskörper-Nachuntersuchung.

3.1.1. Feuerwiderstandsdauer t_u

Die Ergebnisse aller bisher durchgeführten Versuche sind in Tabelle 3 aufgeführt. Die rechnerische Prognose für t_u ist ebenfalls angegeben. Die Rechnung berücksichtigt eine ungewollte Ausmitte der Last N_0 von 1/500 der Knicklänge.

Etwa ein Drittel aller geprüften Stützen zeigte Eckabplatzungen zwischen der 12. und 23. Minute. Die Stützen wurden nach Herstellung in der Versuchshalle bei 50 - 60 % Luftfeuchtigkeit gelagert und hatten zum Versuchszeitpunkt ein Alter von mindestens 5 Monaten. Die Betonfeuchtigkeit

lag zu diesem Zeitpunkt in den Randbereichen bei etwa 3 - 4 % (Messung an Vergleichskörpern). Mit Hilfe numerischer Untersuchungen soll der Einfluß von Abplatzungen auf die Feuerwiderstandsdauer t_u untersucht werden. Erste Berechnungen sind bereits durchgeführt.

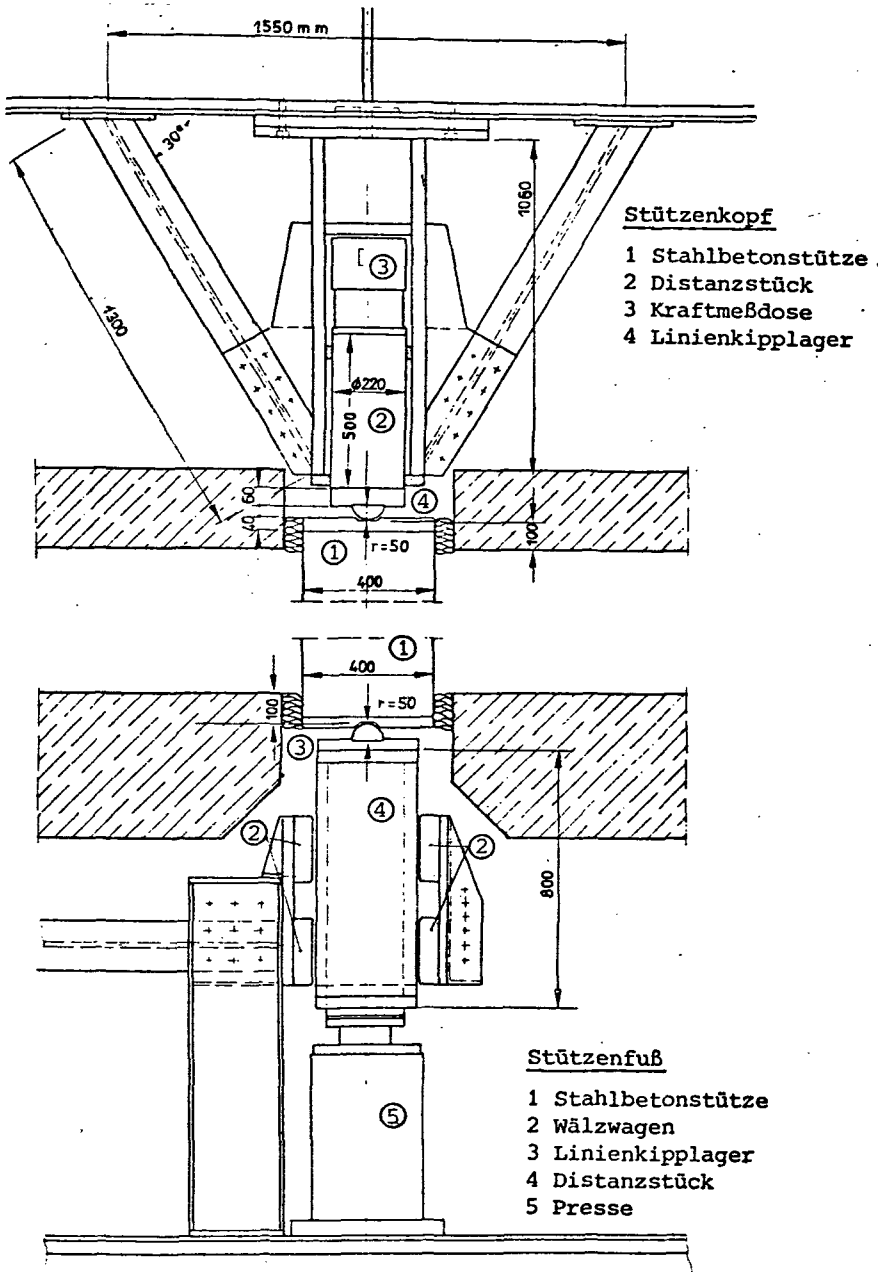


Bild 1: Lagerausbildung



Bild 2

Bild 3:

Verformungszustand der Stütze Nr. 16
nach dem Brandversuch

Brandversuche an Stahlbetonstützen									
Nr. der Stütze	Querschnitt	Stützenlänge	Alter der Stütze zum Versuchszeitpunkt	Betonmischung	Belastung N_0 1)	Ausmitte e_0 1)	Feuerwiderstandsdauer t_u Versuch Rechner. Prognose		Bemerkung
-	mm	m	Monate	-	kN	mm	min	min	-
1	300 x 300	3,8	5,5	A	930	0	84	85	Eckabplatzung in der 14. min.
2	300 x 300	3,8	6	A			138		-
3	300 x 300	3,8	6	A	710	30	86	82	-
4	300 x 300	4,8	6,5	A	880	0	108	100	-
5	300 x 300	4,8	6	B	740	15	85	75 ⁴⁾	-
6	300 x 300	4,8	6,5	A	650	30	63	67	Eckabplatzungen, 12. und 14. min.
7	300 x 300	4,8	6	B			69	72	Eckabplatzung in der 23. min.
8	300 x 300	4,8	6	B	460	90	75	75	Eckabplatzungen, 13. und 17. min.
9	300 x 300	4,8	6	B	360	150	65	70	Eckabplatzung in der 18. min.
10	300 x 300	5,8	13	A	800	0	58	50	3)
11	300 x 300	5,8	12,5	A	610	30	61	62	-
12	200 x 200	3,8	5	A	420	0	58	55	3)
13	200 x 200	3,8	6	A			66		-
14	200 x 200	4,8	6	A	340	0	15 ²⁾	45	starke Abplatzungen, 12. und 13. min.
15	200 x 200	4,8	6,5	A			48		-
16	200 x 200	4,8	5	B	280	10	49	50	-
17	200 x 200	4,8	5,5	B	240	20	36	53	starke Abplatzungen, 14. und 19. min.
18	200 x 200	4,8	5,5	B	170	60	49	56	-
19	200 x 200	4,8	5,5	B	130	100	53	58	-

1) N_0, e_0 : maximal zulässige Gebrauchslastkombination nach DIN 1045,

2) nach großen Abplatzungen Versuchsabbruch in der 15. Minute,

3) veränderliche Belastung während des Versuchs bzw. teilweise Dehnungsbehinderung,

4) bei Berücksichtigung der tatsächlich gemessenen Überdeckung: $t_u = 85$ min.

Tabelle 3: Versuchsprogramm

3.1.2. Temperaturmessungen

Die Temperaturen wurden mit Hilfe von Thermoelementen im Versuchskörper und im Brandraum gemessen. Innerhalb des Bauteils erfolgte die Messung etwa in den Viertelpunkten im Beton und an der Längsbewehrung. Signifikante Temperaturunterschiede in Stützenlängsrichtung konnten nicht festgestellt werden. In Bild 4 sind die Streubereiche der gemessenen Brandraum- und Bauteiltemperaturen dargestellt.

3.1.3. Verformungsmessung

Der zeitliche Verlauf von horizontalen und vertikalen Stützenverformungen wurde bei allen Versuchen gemessen. Horizontale Verformungen wurden optisch mit Hilfe eines Kathetometers durch eine Öffnung in der Ofenwand beobachtet, die vertikalen Verformungen wurden an einer Meßuhr (Strichteilung 1/100 mm) abgelesen. In Bild 8 sind die Verformungszeitkurven für Stütze Nr. 5 dargestellt.

3.2. Numerische Ergebnisse

Die nachfolgend diskutierten Ergebnisse stellen die Resultate der numerischen Versuchsbegleitung dar. Die untersuchten Parameter entsprechen dabei der Zielstellung des ersten Versuchsprogramms und sollen noch nicht zu verallgemeinerungsfähigen Aussagen aufbereitet werden. Die experimentell ermittelten Feuerwiderstandsdauern stellen Einzelwerte dar, es können somit noch keine Aussagen über den zu erwartenden Streubereich gemacht werden. Abweichungen zwischen numerischen und experimentellen Ergebnissen sind daher auch unter diesem Aspekt zu sehen.

3.2.1. Die Temperaturentwicklung $T(x,y,t)$

Die zeitliche Entwicklung und Veränderung der Temperaturfelder $T(x,y,t)$ innerhalb eines Querschnitts steuert dessen Tragfähigkeitsveränderung während eines Brandes. Der genauen Berechnung dieser Temperaturfelder kommt daher für alle weiteren Untersuchungen eine Schlüsselrolle zu.

Für die thermische Analyse stehen dem SFB 148 mehrere unterschiedliche Programmsysteme zur Verfügung, die zum Teil die Berücksichtigung sowohl unterschiedlicher thermischer Randbedingungen und Übergangsbedingungen, unterschiedlicher Ausgangsmaterialien sowie beliebig gegliederter Querschnittskonturen ermöglichen.

Die Wärmeübergangsbedingungen im SFB-Stützen/Rahmen-Versuchsofen wurden mittels eines speziellen Temperaturprogramms studiert. Dieses Temperaturprogramm beruht auf dem Differenzenverfahren und berücksichtigt bei der Berechnung der Temperaturfelder die Wärmeübertragung vom Ofen auf das Bauteil durch Konvektion und Strahlung. Der Wärmeübertragungskoeffizient α ist sowohl zeitlich als auch örtlich verschieden. Im Brandfall setzt sich α aus dem konvektiven Anteil α_k und dem radiativen Anteil α_R zusammen:

$$\alpha = \alpha_R + \alpha_k$$

Die Temperaturfelder wurden an einem 300/300 mm-Querschnitt bei Variation von α_k zwischen 20 und 50 und Emissionszahlen zwischen 0,25 und 0,50 ermittelt und mit den gemessenen Temperatur-Zeit-Verläufen des Querschnitts verglichen. Da die thermischen Materialdaten auch feuchteabhängig sind, wurde der Feuchtigkeitsgehalt w zwischen 2 und 5 % variiert.

Aufgrund der durchgeführten Temperaturstudie können für den untersuchten Brandraum hinsichtlich der Wärmeübergangsbedingungen folgende Werte angenommen werden:

$$\alpha = 22 \text{ Kcal/m}^2\text{h}^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon = 0,35$$

$$w = 4 \text{ \% (Feuchtigkeit)}$$

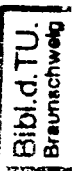


Bild 4 zeigt einen Vergleich von rechnerisch und experimentell ermittelten Temperaturverläufen.

Die Auswertung aller bislang durchgeführten Untersuchungen ergab, daß die rechnerischen Ergebnisse in der Regel innerhalb des Streubereichs der Messungen liegen.

3.2.2. Der Versagenszeitpunkt t_u

Unter Annahme der planmäßigen Festigkeits- und Geometrie-Werte wurde für alle Versuche eine numerische Prognose der Feuerwiderstandsdauer erstellt. In der Mehrzahl der Fälle ergab sich dabei bereits eine gute Übereinstimmung zwischen den rechnerischen und experimentellen t_u -Werten. Bei einigen wenigen Stützen wurde durch die stets durchgeführte systematische Versuchskörper-Nachuntersuchung eine ungewollte Veränderung der Betonüberdeckung der Bewehrung gegenüber der Soll-Lage festgestellt. Eine

Nachrechnung mit diesen korrigierten Werten ergab für alle exzentrisch belasteten Stützen eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Experiment; die maximalen Abweichungen liegen etwa bei $\Delta t_u \leq 10$ Minuten. Störungen infolge großflächiger Betonabplatzungen sind bei dieser Angabe nicht berücksichtigt. In Tabelle 3 sind diese rechnerischen Versagenswerte der experimentell ermittelten Feuerwiderstandsdauer gegenübergestellt.

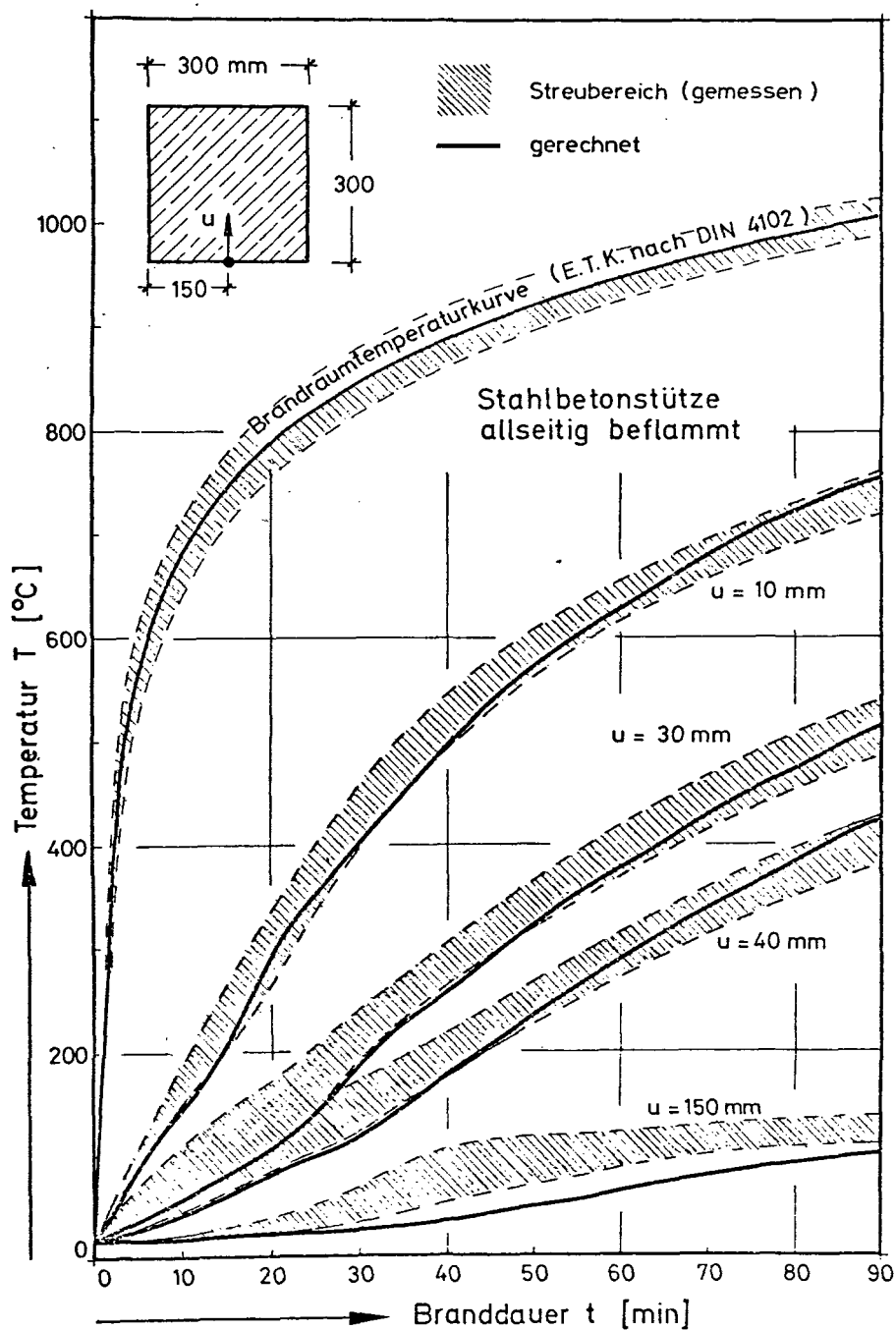


Bild 4: Temperaturentwicklung im Querschnitt (Messung und Rechnung)

Die größten Abweichungen zwischen Rechnung und Experiment ergaben sich bei planmäßig zentrisch belasteten statisch bestimmten Stützen. Hier wurden gleichzeitig auch die größten Versuchsstreuungen beobachtet. Unter Pkt. 3.2.3 wird diese Beobachtung gesondert analysiert. Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß das Brandverhalten von Stahlbetonstützen mit den im SFB 148 entwickelten Rechenverfahren mit guter Genauigkeit numerisch prognostiziert werden kann; dies gilt für beliebige Schlankheiten, Bewehrungsanordnungen und Gebrauchslastkombinationen.

3.2.3. Einfluß der ungewollten Ausmitte e_u

Die bei der Herstellung eines Stahlbetonbauteils stets vorkommenden Imperfektionen werden in der Berechnung mit einer ungewollten Exzentrizität e_u berücksichtigt. Solche Imperfektionen können entstehen durch die Abweichung der Lasten von der planmäßigen Wirkungslinie, durch Verschiebung des Bewehrungskorbes oder durch Lotabweichungen des Bauteils o. ä. vom idealen Zustand. Im Brandfall wird die Erfassung solcher Abweichungen durch den zusätzlichen Parameter 'Temperatur' erheblich erschwert. Bei der rechnerischen Behandlung des Problems wird die ungewollte Ausmitte als eine Funktion der Knicklänge eingeführt, um die o. a. zufälligen Parameterschwankungen in der Traglast-Berechnung abzudecken.

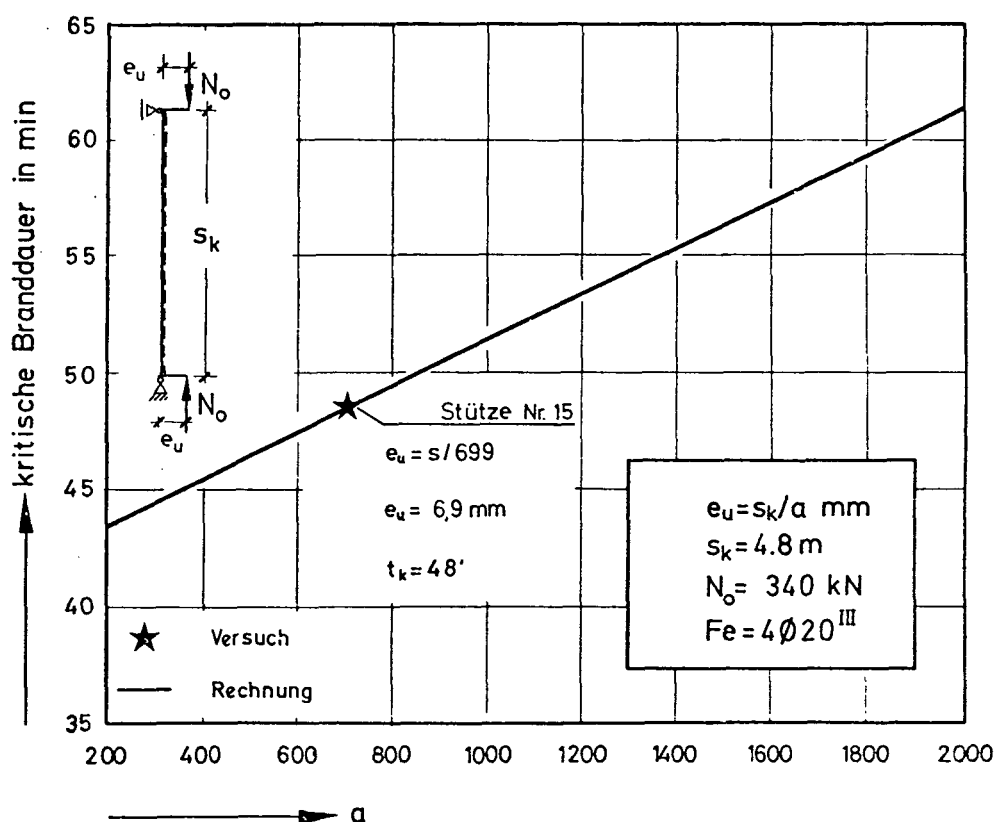


Bild 5: Einfluß der ungewollten Ausmitte e_u

In Bild 5 wurde der Einfluß der ungewollten Ausmitte e_u auf die kritische Branddauer verdeutlicht. Dabei wurde e_u als Bruchteil der Knicklänge in einem bestimmten Intervall variiert und die kritische Branddauer berechnet. Es zeigt sich, daß in diesem Bereich bei zentrisch belasteten Stützen zwischen der ungewollten Ausmitte und der kritischen Branddauer eine fast lineare Abhängigkeit besteht. Nachrechnungen der geprüften Stützen zeigten, daß in der Regel mit einer Ausmitte von $e_u = s_k/500$ zu rechnen ist. Gleichfalls wurde festgestellt, daß mit zunehmender planmäßiger Ausmitte e_o/d der Einfluß der ungewollten Ausmitte e_u geringer wird.

3.2.4. Einfluß der Lastexzentrizität e_o/d

Im bisherigen Versuchsprogramm wurde für unterschiedliche Schlankheiten die N_o -Exzentrizität e_o in den Grenzen

$$0,05 \leq e_o/d \leq 0,50$$

variiert. Damit bot sich erstmals die Gelegenheit, das theoretisch ermittelte Brandverhalten von Stahlbetonstützen unter Biegung und Normalkraft experimentell zu überprüfen. Rechnung und Experiment ergaben übereinstimmend, daß nur eine sehr geringe Korrelation zwischen Feuerwiderstandsdauer t_u und Exzentrizität besteht, sofern die Last entsprechend zur P nach DIN 1045 aufgebracht wird (vergl. Tabelle 3). Bild 6 verdeutlicht dieses Verhalten für die Schlankheit $s_k = 4,8$ m bei unterschiedlichen Querschnitten. Trotz gleicher bezogener Werte für Schlankheit und Belastung dominiert der Querschnittseinfluß, während die näherungsweise exzentrizitätsunabhängige Versagenszeit-Charakteristik erhalten bleibt.

Lediglich für die sehr geringen Exzentrizitäten $e_o/d \leq 0,05$ ergab sich ein zunehmender Störungseinfluß aus der ungewollten Ausmitte e_u .

Die rechnerisch bestätigten Versuchswerte deuten eine leichte Erhöhung der Feuerwiderstandsdauer t_u mit abnehmender Exzentrizität e_o an.

3.2.5. Einfluß der Stützenschlankheit s_k/d bzw. λ

Während die bisherigen Brandversuche an Stahlbetonstützen wegen der konstanten Brandhaushöhe einen Schlankheitseinfluß in der Regel nur durch die Variation des Querschnitts erfassen konnten, erlauben die im SFB 148 durchgeführten Versuche erstmals eine allgemeinere Überprüfung der rechnerisch ermittelten s_k/d - t_u -Korrelation.

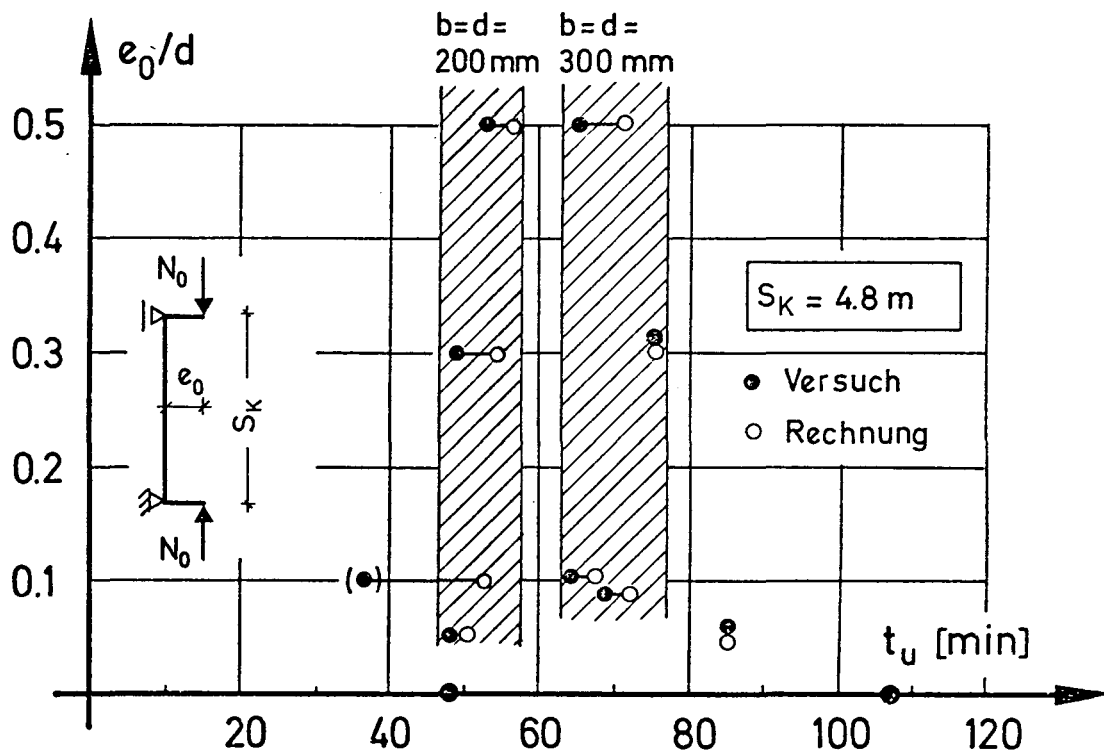


Bild 6: Einfluß der M,N-Belastungskombination

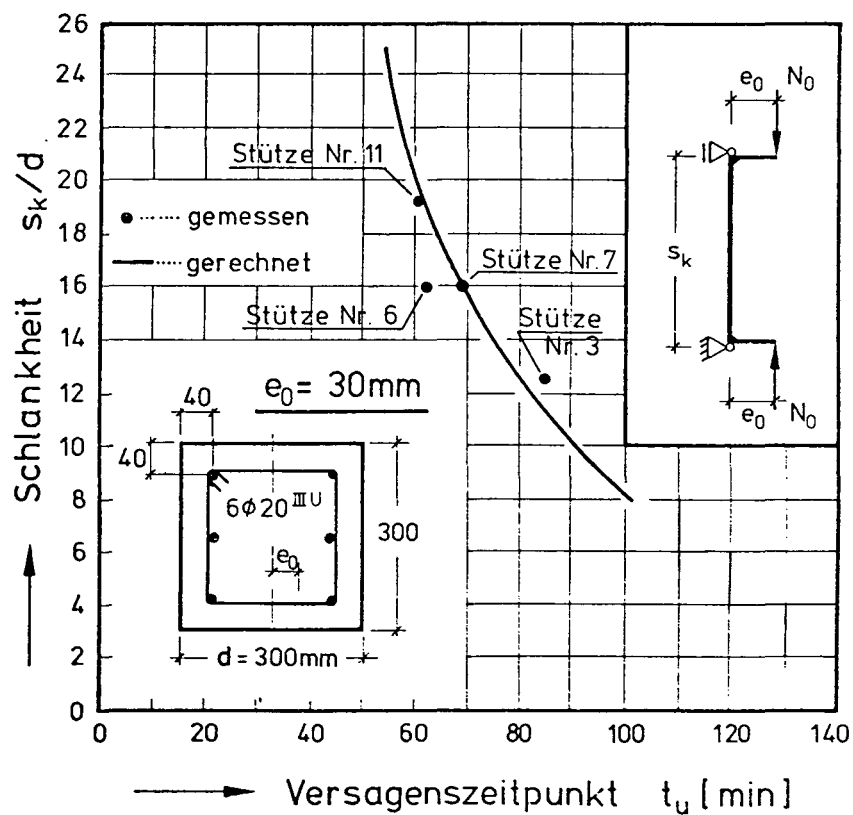


Bild 7: Einfluß der Stützenschlankheit

Bild 7 zeigt einige der Versuchswerte und den Verlauf der zugehörigen rechnerischen Versagenszeitpunkte t_u . Es ergibt sich für alle anderen Versuche eine ähnlich gute Übereinstimmung. Die Lastausmitten-Variation e_o/d bringt nur minimale t_u -Veränderungen und bestätigt damit die unter Pkt. 3.2.4 mitgeteilten Ergebnisse.

Auffallend an den Ergebnissen ist die ausgeprägte Schlankheitsabhängigkeit des Versagenszeitpunktes, obwohl die zulässige Auflast N_o entsprechend DIN 1045 mit zunehmenden s_k/d -Werten stark zurückgeht. Die Erklärung ist in den im Brandfall überproportional anwachsenden Stabauslenkungen und damit in dem Einfluß der Theorie II. Ordnung zu sehen.

3.2.6. Verformungsrechnungen nach Theorie II. Ordnung an Versuchsstützen

In Bild 8 wird das Verformungsverhalten der Stütze Nr. 5 im Brandfall dargestellt. Es wurden Horizontalverschiebungen in Stützenmitte sowie die Vertikalverschiebungen gemessen und mit den Ergebnissen der numerischen Analyse verglichen. Zwischen Rechnung und Versuch ist eine gute Übereinstimmung bei den Querverschiebungen zu beobachten. Während der ersten 30 Minuten ist auch bei den Stützendehnungen zwischen Rechnung und Versuch eine gute Übereinstimmung festzustellen. Im letzten Viertel der Branddauer sind die Stützendehnungen rückläufig; auch der Umkehrpunkt der Dehnungs-Zeitlinie stimmt in der Tendenz mit der Rechnung überein.

Die Vorzeichenänderung der vertikalen Verformungsgeschwindigkeit im letzten Drittel der Branddauer kann durch die sehr rasch ansteigenden Horizontalverformungen einerseits und durch den Einfluß des Hochtemperaturkriechens andererseits erklärt werden.

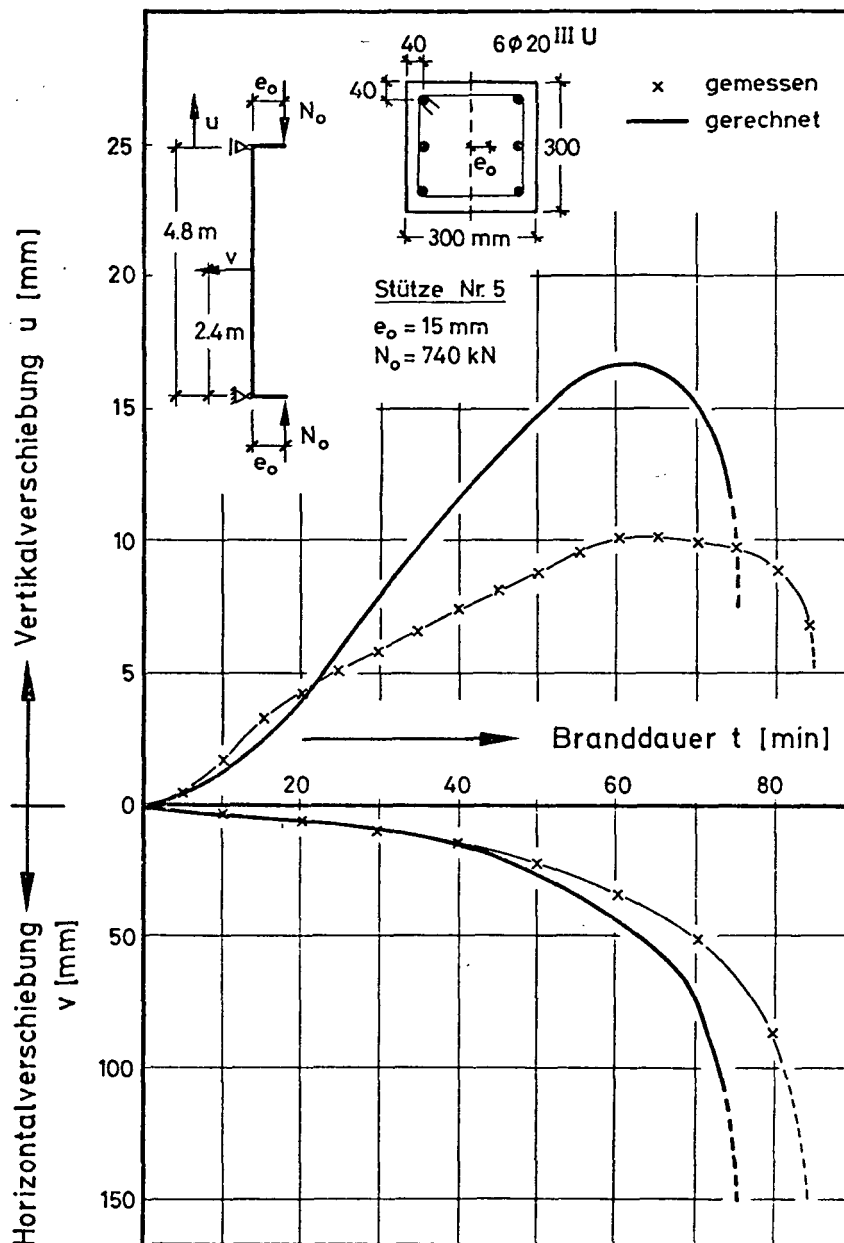


Bild 8: Stützenverformungen

4. Vergleich mit anderen Arbeiten

4.1. Vergleich experimenteller Ergebnisse

Schon vor dem 2. Weltkrieg wurden in Deutschland Brandversuche an Stahlbetonstützen durchgeführt [52]. In der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin fanden in den 50er und 60er Jahren weitere Versuche statt [53, 7]. Auch in England wurden einige Brandversuche an Stahlbetonstützen durchgeführt [58].

Alle diese Versuche dienten in erster Linie dazu, einige Teilaspekte des Brandverhaltens von Stahlbetonstützen experimentell zu klären. Auch erlaubten die Versuchsstände nur eine begrenzte Parametervariation. Das Einhalten definierter Randbedingungen, insbesondere statischer, war nur mit Einschränkungen möglich. So beträgt zum Beispiel der nach [7] nicht beflamnte Bereich einer 3,65 m langen Stütze 0,65 m; d. h. 18 % der Stützenlänge sind thermisch nicht voll beansprucht. Im Versuchsstand des SFB 148 ist dieser Anteil < 8 %.

Erst die Ergebnisse der Versuche im Stützen-/Rahmen-Versuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 können die erforderliche, breite Grundlage für eine Überprüfung vorhandener Rechenmodelle liefern.

4.2. Vergleich der numerischen Ergebnisse

Nennenswerte, theoretisch-numerische Untersuchungen zum Tragverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonstützen wurden außerhalb des SFB nur noch in Nordamerika durchgeführt:

Fire Research Direction, National Research Council of Canada,
Fire Research Group, University of California, Berkley.

Die dort benutzten Rechenmodelle sind ähnlich den unter Pkt. 2.2 beschriebenen Verfahren, zum Teil werden jedoch auch nur begrenzt gültige Näherungsmethoden benutzt. Wesentliche Unterschiede finden sich auch bei den thermischen und mechanischen Materialgesetzen, Einflüsse aus Theorie II. Ordnung werden häufig vernachlässigt. Da begleitende Experimente von den amerikanischen Forschern nicht durchgeführt wurden, ist eine Genauigkeitsaussage nur bedingt möglich.

Die Ergebnisse des SFB 148 erlauben zukünftig sowohl wegen ihrer experimentellen Absicherung als auch wegen der systematischen, begleitenden numerischen Parameterstudien erstmals verallgemeinerungsfähige baupraktische Aussagen.

5. Ausblick

5.1. Weitere experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonstützen

Schwerpunkte weiterer Versuche sind:

- Einfluß der thermischen Längsdehnungsbehinderung,
- Einfluß statisch unbestimmter Lagerung,
- unterschiedliche Beflammung der Seiten (z. B. dreiseitige Beflammung),
- Variation des Bewehrungsgehaltes,
- Beton mit nichtquarzitischen Zuschlägen (einschließlich Leichtbeton),
- Bügelanordnung (Form und Abstand).

5.2. Zukünftige numerische Erweiterungen

Für die zukünftigen numerischen Arbeiten des Sonderforschungsbereichs 148 stehen in bezug auf Stützenuntersuchungen zwei Schwerpunkte im Vordergrund:

- Analyse von komplexeren statischen Randbedingungen,
- Analyse von Stahlbetonbauteilen mit nichtquarzitischen Zuschlägen.

Dazu gehört die computergerechte Formulierung von Materialgesetzen für Leichtbeton und kalzitischen Beton, die nach Bestimmung der entsprechenden Kennwerte im Teilprojekt B3 vorgenommen werden kann. Die Entwicklung eines neukonzipierten Programmsystems zur numerischen Analyse von Stützen unter Einhaltung beliebiger statischer und thermischer Randbedingungen ist in Arbeit.

A 1 - 3

Rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten brandbeanspruchter
Stahlbetonstützen - Parameterstudie

von

Dr.-Ing. Wolfram Klingsch

Inhalt

1. Situation, Ausgangsfragestellung	2
2. Berechnungsverfahren	2
3. Parametereinflüsse	3
3.1. Stützen mit freier thermischer Längsdehnung (all- seitig gleichmäßige Beflammung)	4
3.1.1. Gebrauchslast-Kombination N_O, M_O	4
3.1.2. Schlankheit s_k/d	5
3.1.3. Bewehrungsgehalt μ	6
3.1.4. Veränderung des Belastungszustandes	6
3.1.5. Veränderung der Betonüberdeckung der Bewehrung	7
3.1.6. Veränderung der Baustoff-Festigkeiten	8
3.1.7. Einflüsse aus geometrischen Systemimperfek- tionen	9
3.2. Stützen mit behinderter thermischer Längsdehnung (allseitig gleichmäßige Beflammung)	11
3.3. Sonderfälle	14
3.3.1. Teilbeflammung	14
3.3.2. Sonderprofile	16
3.3.3. Isolierte Querschnitte	16
4. Zusammenfassung	17
4.1. Folgerungen aus den numerischen Untersuchungen	17
4.2. Ausblick	18
4.3. Vergleich mit anderen Arbeiten	19

1. Situation, Ausgangsfragestellung

Die baupraktische Bemessung von Stahlbetonstützen für bestimmte Feuerwiderstandsdauern erfolgt nach DIN 4102. Die Beurteilungskriterien sind dabei im wesentlichen jene geometrischen Querschnittswerte, die das Erwärmungsverhalten der tragenden Stahleinlagen steuern und deren vorgeschriebene Mindestwerte ein verfrühtes Erreichen von T_{krit} der Bewehrung verhindern sollen. Da die Traglast von Stahlbetonstützen jedoch wegen der hohen anteiligen Normalkraftbeanspruchung sehr stark von der Tragfähigkeit der Betondruckzone abhängig ist, hat die Temperaturentwicklung im Gesamtquerschnitt große Bedeutung. Zusätzlich muß- auch für zwängungsfreie Lagerung - mit einer zeitlichen Veränderung des Belastungszustands gerechnet werden, da die Kopplung von hohen Normalkräften und thermisch bedingten Verformungen einen zunehmenden Einfluß der Theorie II. Ordnung erwarten läßt.

Für Stahlbetonstützen scheint daher die einfache Querschnittsbetrachtung nach DIN 4102 Blatt 4/ der Ausgabe 1970 nicht ausreichend zu sein. Bereits erste stichprobenartige theoretische Untersuchungen zeigten eine erhebliche Beeinflussung der Feuerwiderstandsdauer durch Lastkombination und Schlankheit [27], die zwischenzeitlich experimentell bestätigt werden konnten [siehe Bericht A 1 - 2].

Die nachfolgend diskutierten Ergebnisse resultieren aus einer ersten systematischen Untersuchung der Einzeleinflüsse für ein baupraktisch interessantes Parameterspektrum. Der gleichfalls abgeschätzte Einfluß von System- oder Belastungs-Imperfektionen soll deren Auswirkungen bei bekannten Abweichungen vom Sollzustand angeben; sicherheitstheoretische Überlegungen werden ausgeklammert.

Abschließend wird anhand einiger Beispiele die Anwendbarkeit des Rechenverfahrens zur Analyse von Sonderproblemen verdeutlicht.

2. Berechnungsverfahren

Über die Grundlagen des erarbeiteten Rechenverfahrens zur Tragfähigkeitsanalyse brandbeanspruchter Stahlbetonbauteile wurde bereits in [27] berichtet; weitergehende Detailinformationen, insbesondere auch über die Annahmen zum Materialverhalten von Stahlbeton bei hohen Temperaturen, sind in [28] veröffentlicht.

Das Grundprinzip des Rechenverfahrens beruht auf einer dreidimensionalen Systemdiskretisierung bei wirklichkeitsnaher Berücksichtigung der nicht-linearen zeitlich veränderlichen und innerhalb des Querschnitts punktweise unterschiedlichen temperaturabhängigen thermischen und mechanischen Stoffeigenschaften einschließlich des Kriech- und Relaxationsverhaltens. Die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung werden durch Integration der Biegelinie wirklichkeitsnah erfaßt und bei der Ermittlung der Gleichgewichtszustände berücksichtigt.

Die Wärmebeanspruchung erfolgt entsprechend der in DIN 4102 (ISO DIS 834) enthaltenen Einheitstemperaturzeitkurve. Für den Zeitpunkt $t = 0$ konvergieren Stoffgesetze und Traglastverhalten gegen die Werte der DIN 1045 und erlauben somit direkte Vergleichsaussagen.

Die für die vorliegende Arbeit benutzte erweiterte Version des Rechenverfahrens ermöglicht in einfacher Weise auch die Analyse von Bauteilen beliebiger Querschnittsform [26] sowie einer längs des Umfangs unterschiedlichen Beflammung.

3. Parametereinflüsse

Die hier mitgeteilten Ergebnisse beschränken sich zunächst auf eine Querschnittsform und ein Ausgangsmaterial (Bild 1). Die untersuchten Parameter und deren Variationsbreite sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Gesondert untersucht wurde für ein begrenztes Parameterspektrum der Einfluß einer behinderten thermischen Längsdehnung auf den Versagenszeitpunkt t_u .

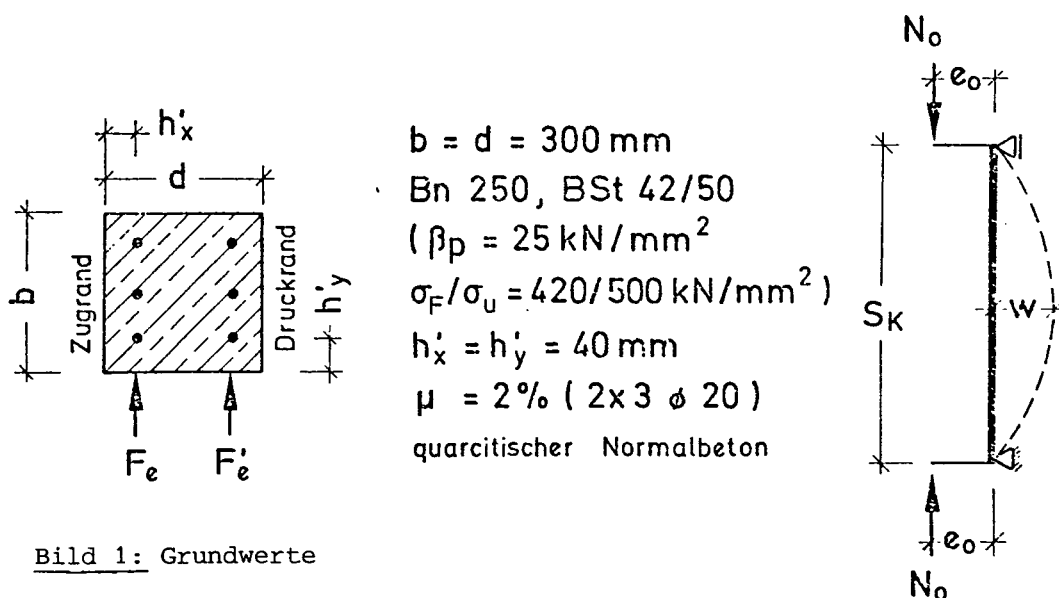


Bild 1: Grundwerte

Die angenommene Belastung entspricht den zulässigen Werten nach DIN 1045; für die ungewollte Ausmitte wurde daher auch $\bar{e}_0 = s_k/300$ beibehalten. Als statisches Modell dient die beidseitig gelenkig gelagerte Stütze mit gleich großen und gleichsinnigen Endexzentrizitäten nach Bild 1, da sich die baupraktische Bemessung von Stützen entsprechend DIN 1045 in der Regel auf diesen Grundfall bezieht (Ersatzstabmodell) und somit eine vergleichende Aussage für den Brandfall ermöglicht wird.

Grundwerte der Einzelgrößen sind durch den Index Null gekennzeichnet.

PARAMETER	GRENZEN	BEMERKUNG
Lastausmitte	$0,1 \leq e_0/d \leq 0,5$	$M_0 = N_0 e_0$
Schlankheit	$5 \leq s_k/d \leq 30$	$\lambda = \sqrt{12} s_k/d$
Bewehrung	$2 \% \leq \mu \leq 5 \%$	$\mu = \sum (Fe + Fe')/(bd)$
Biegemoment	$0,8 \leq M/M_0 \leq 1,2$	$M = M_0 + \Delta M_0$
Normalkraft	$0,8 \leq N/N_0 \leq 1,2$	$N = N_0 + \Delta N_0$
Bewehrungslage	$0,5 \leq h'/h'_0 \leq 1,5$	$h' = h'_0 + \Delta h'$
Betonalter	$1,0 \leq \beta/\beta_p \leq 1,3$	$\beta = \beta_N + \Delta \beta_N$
Stahlfestigkeit	$1,0 \leq \beta_F/\sigma_F \leq 1,15$	$\beta_F = \sigma_F + \Delta \sigma_F$
Imperfektion	$300 \leq a \leq 1500$	$\bar{e}_0 = s_k/a$
Zwängung	$0 \leq \alpha \leq 1$	$N(t) = N_0 + \alpha \Delta N(t)$

Tabelle 1: Parameter

3.1. Stützen mit freier thermischer Längsdehnung (allseitig gleichmäßige Beflammung)

3.1.1. Gebrauchslast-Kombination N_0, M_0

Der Belastungszustand kann durch die Exzentrizität e_0 der Normalkraft N_0 ausgedrückt werden: $M_0 = N_0 \cdot e_0$. Eine zusätzliche Horizontalkraftbelastung der Stütze soll hier zunächst nicht diskutiert werden; deren Berücksichtigung ist problemlos möglich und wurde in [28] aufgezeigt.

Bild 2 zeigt den Einfluß der bezogenen Ausmitte e_0/d auf den Versagenszeitpunkt t_u für die bezogene Schlankheit $s_k/d = 15$.

Für den untersuchten Exzentrizitätsbereich ergibt sich lediglich eine geringe t_u -Veränderung. Dieser Sachverhalt konnte auch experimentell eindeutig bestätigt werden (siehe Bericht A 1 - 2). Die Erklärung für die größeren t_u -Werte bei kleineren Exzentrizitäten ist in der zunehmenden Aktivierung des kälteren, in der Festigkeit weniger reduzierten Querschnittskerns zu sehen; innerhalb des untersuchten e_o/d -Intervalls werden dadurch die Einflüsse aus größeren Normalkräften und damit auch aus Theorie II. Ordnung kompensiert.

Der geringe Einfluß der Lastausmitte auf den Versagenszeitpunkt konnte nach stichprobenartiger Überprüfung auch für andere Schlankheiten bestätigt werden.

3.1.2. Schlankheit s_k/d

Mit zunehmender Schlankheit der Stützen nimmt für konstante Exzentrizität die zulässige Normalkraft ab; diesem günstig wirkenden Effekt steht jedoch der zunehmende Einfluß der Theorie II. Ordnung gegenüber.

Bild 3 zeigt für $e_o/d = 0,3$ den Einfluß der Schlankheit s_k/d auf den Versagenszeitpunkt t_u . Für vergrößerte Schlankheiten ergeben sich merklich verringerte Werte der Feuerwiderstandsdauer. Die Größenordnung der t_u -Veränderung überwiegt dabei deutlich alle anderen Einflüsse, wobei für andere e_o/d -Verhältnisse lediglich eine graduelle Veränderung zu erwarten ist.

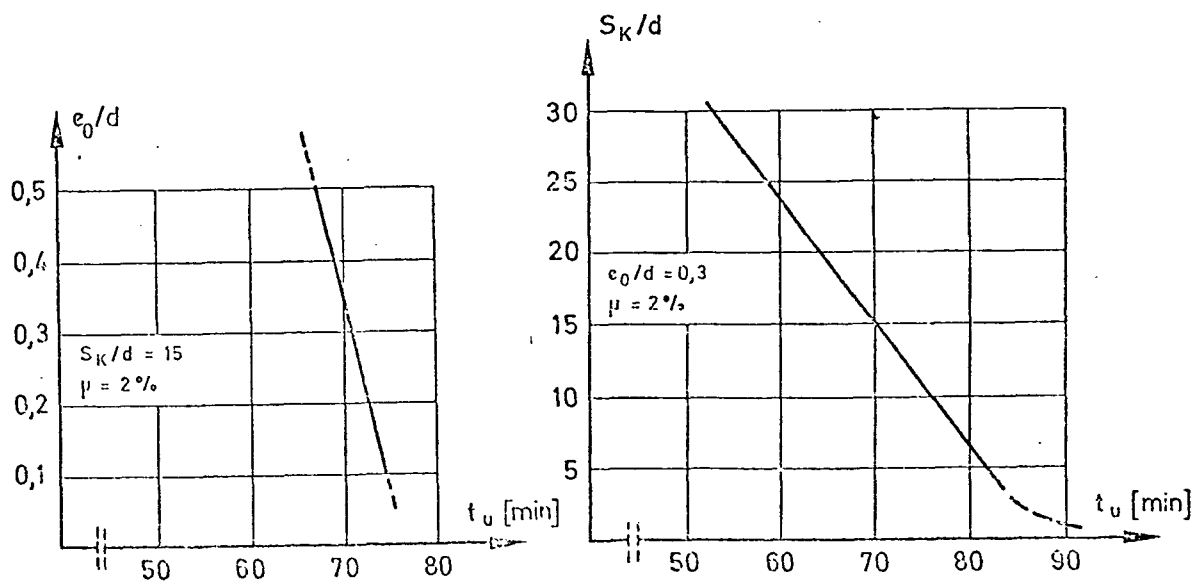


Bild 2: Einfluß der N,M-Lastkombination

Bild 3: Einfluß der Stützenschlankheit

3.1.3. Der Bewehrungsgehalt μ

Bild 4 zeigt die abnehmende Tendenz des Versagenszeitpunktes bei zunehmendem Bewehrungsprozentsatz μ .

Proportional zu den μ -Werten steigt im vorliegenden Fall des konstant gehaltenen Stützensystems die zulässige Belastung an. Die vergrößerte Belastung N_O , M_O wird dann jedoch überwiegend von der zusätzlichen Bewehrung getragen. Infolge deren randnaher Lage verliert diese naturgemäß wesentlich früher die Tragfähigkeit als der Gesamt-Betonquerschnitt. Die durch erhöhten Bewehrungsgehalt bei der Bemessung erreichte größere Belastbarkeit des Stützenquerschnitts im Gebrauchszustand geht im Brandfall bald wieder verloren und führt damit zu einem verfrühten Versagen.

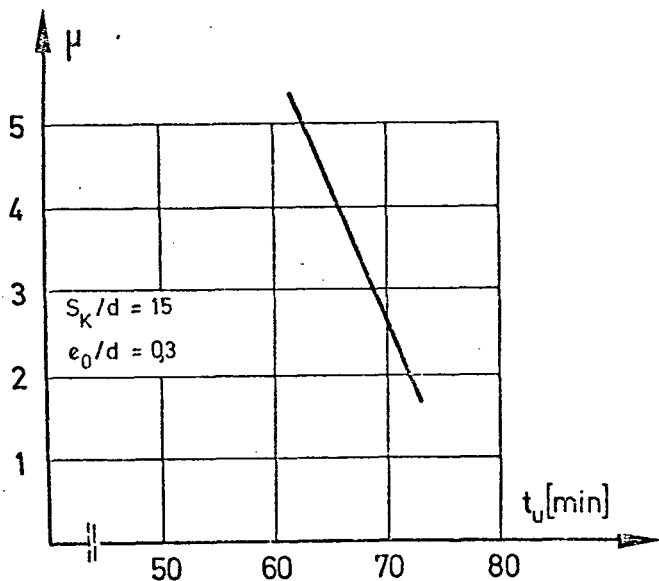


Bild 4: Einfluß des Bewehrungsgehalts

3.1.4. Veränderung des Belastungszustands

Die Dimensionierungs-Lastkombination N_O , M_O wird u. a. wegen des anteiligen Sicherheitsfaktors im Brandfall in der Regel nicht vorhanden sein. Der Verkehrslast-Anteil kann unter Umständen nochmals reduziert werden, so z. B. bei Versammlungsräumen u. ä. nach erfolgter Gebäude-Evakuierung. Andererseits ist eine Lastüberschreitung nicht von vornherein auszuschließen; im Brandfall kann diese auch aus einem Teileinsturz nichttragender Bauteile resultieren.

Bild 5 zeigt die Veränderung des Versagenszeitpunktes t_u für getrennte bzw. gemeinsame Veränderung der Belastungsgrößen N_0 , M_0 für eine Schwankungsbreite von $\pm 20\%$. Es zeigt sich deutlich der dominierende Einfluß der Normalkraft, der die Wirkungen aus Theorie II. Ordnung aktiviert.

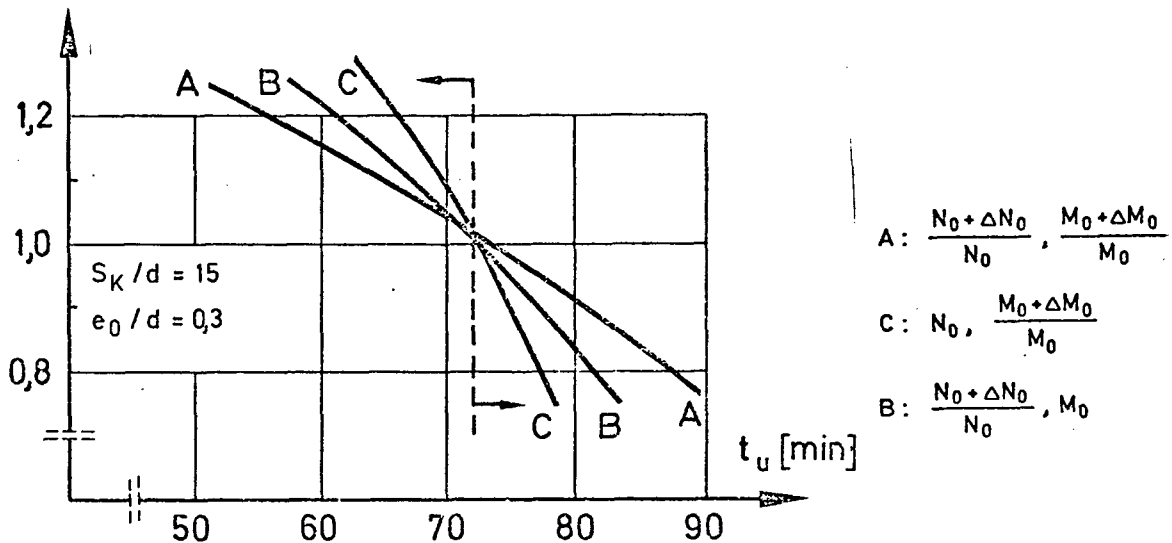


Bild 5: Variation der Belastungsgrößen

3.1.5. Veränderung der Betonüberdeckung der Bewehrung

Unvermeidliche Veränderungen der planmäßigen Bewehrungsüberdeckung können sowohl aus einer Verschiebung des Bewehrungskorbes als auch aus dessen eigenen fehlerhaften Abmessungen resultieren. Für einige Grenzfälle wurde deren Einfluß auf den Versagenszeitpunkt ermittelt. Die angenommene Maßabweichung von ± 20 mm resultiert aus Untersuchungen an Stützen nach Brandversuchen [7, A 1 - 2] und kann für den hier untersuchten Querschnitt als oberer Grenzwert angesehen werden.

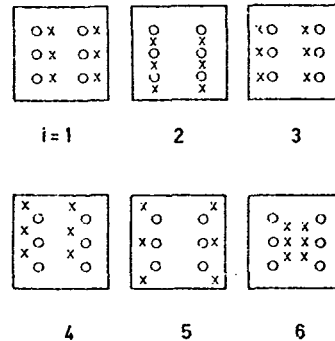
Die in Tabelle 2 zusammengestellten Ergebnisse zeigen eindeutig, daß für die hier angenommenen Variationsbreite lediglich eine gleichmäßige Verkleinerung der Bügelaußenabmessungen bei weiterhin zentrischer Lage des Bewehrungskorbes den Versagenszeitpunkt positiv beeinflusst; dem steht jedoch im Gebrauchszustand dann eine reduzierte Traglast gegenüber. In allen anderen Fällen ergibt sich eine zum Teil erhebliche Verringerung der Feuerwiderstandsdauer. Die ermittelten t_u -Werte beinhalten die Annahme, daß die Überdeckungsabweichung im Versagensquerschnitt vorliegt. Ist dies nicht der Fall, ergibt sich ein günstigeres Bild. Dennoch zeigen diese Ergebnisse, daß durch Überdeckungsabweichungen in einer Größenordnung, die im Gebrauchszustand relativ unbedenklich ist, im Brandfall die Sicherheit erheblich reduziert werden kann.

Tafel 2:

Veränderung des Versagenszeitpunktes t_u infolge Lage- und Abmessungs-Veränderung des Bewehrungskorbes (x) um $\Delta = 20$ mm

planmäßige Lage (o) : $h'_x = h'_y = 40$ mm $t_u = 72$ Minuten

i	Verschiebungsrichtung	Δt_u [min]	Bemerkungen
1	Druckrand	- 7	Lage-Veränderung
2	Seite	- 9	Korb-Abmessungen bleiben konstant
3	Zugrand	- 20	
4	Zugrand-Ecke	- 23	
5	zentrische Vergrößerung	- 24	Abmessungs-Veränderung zentrische Lage bleibt erhalten
6	zentrische Verkleinerung	+ 13	



3.1.6. Veränderung der Baustoff-Festigkeiten

Der Bemessung liegen Rechenwerte der Festigkeiten für Beton und Bewehrungsstahl entsprechend DIN 1045 zugrunde, die lediglich Mindestanforderungen beschreiben. So erbrachten Untersuchungen über tatsächliche Stahlfestigkeiten Werte, die in der Regel mindestens 10 % über dem herstellungsmäßig garantierten Rechenwert σ_F lagen und damit die kritische Stahltemperatur anheben. Die für die Bemessung maßgebende Rechenfestigkeit β_R des Betons ist bei der Traglastanalyse zunächst durch die Nennfestigkeit $\beta_{N,28}$ zu ersetzen. Die Nacherhärtung des Betons erhöht dessen Belastbarkeit jedoch weiter, so daß prinzipiell mit einer erhöhten Feuerwiderstandsdauer bei einem gealterten Betonbauteil gerechnet werden kann.

Die Ergebnisse einer ersten Abschätzung über die zugehörige t_u -Beeinflussung sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Die ermittelten t_u -Werte können jedoch systemabhängig erheblich schwanken: für größer werdendes s_k/d gehen die t_u -Werte zurück, da im Stabilitätsfall die Materialfestigkeit nicht mehr ausgenutzt werden kann; für große e_o/d wird hingegen der Stahl zunehmend aktiviert, während bei kleinen e_o/d -Verhältnissen aus dem Einfluß der Betonnacherhärtung deutlich erhöhte Δt_u -Werte resultieren.

Festigkeit	Δt_u	Bemerkung
	[min]	
$\beta_F = 1,12 \sigma_F$	+ 2	$s_K/d = 15$ $e_o/d = 0,3$ $\mu = 2 \%$
$\beta_N = 1,30 \beta_{N,28}$	+ 5	
Regelfall ($\sigma_F, \beta_{N,28}$) : $t_u = 72$ Minuten		

Tabelle 3:

3.1.7. Einflüsse aus geometrischen Systemimperfectionen

Infolge unvermeidlicher Imperfectionen ergibt sich das maximale Lastmoment nach Theorie II. Ordnung zu

$$M = N_o (e_o + w + \bar{e}_o) \quad (1)$$

Die der Bemessung zugrunde liegende Gebrauchslastexzentrizität e_o wird durch die ungewollte Ausmitte \bar{e}_o vergrößert:

$$\bar{e}_o = s_k / a \quad (2)$$

In DIN 1045 dient die Größe $a = 300$ dabei auch zur Abdeckung nichtgeometrischer Perfektionen.

Zur Verdeutlichung des \bar{e}_o -Einflusses soll im folgenden die rechnerische Analyse des Brandversuchs Nr. 11 dienen. Für diesen mit großer Genauigkeit durchgeführten Versuch darf a mindestens auf $a = 500$ vergrößert werden, wie Kontrollmessungen bestätigten [A 1 - 2].

Bild 6 zeigt die berechnete zeitliche Veränderung der maximal möglichen Lastausmitte e_u für den Stützenversuch Nr. 11. Auffallend ist der zunehmend flacher werdende e_u -Verlauf bei langer Brandeinwirkung. Der Grund ist darin zu sehen, daß die Stütze nur noch geringe Lastexzentrizitäten aufzunehmen vermag, d. h. bei hohen Zeiten nur noch eine überwiegend zentrische Tragfähigkeit besitzt. Damit wird jedoch der noch relativ kältere Kernbereich aktiviert, und die Tragfähigkeit verändert sich nur noch langsam.

Wählt man für dieses Beispiel eine Lastexzentrizität von $e_o = 30 \text{ mm}$ (10 mm), ergibt sich ein theoretischer Versagenszeitpunkt von $t_u = 35$ (49) Minuten, der jedoch durch die Wirkung der ungewollten Ausmitte \bar{e}_o noch verändert wird. Da die Imperfektion \bar{e}_o als Zufallsgröße in ihrer Wirkung mit oder gegen e_o wirken kann, ergibt sich nach Theorie I. Ordnung (der w -Einfluß aus Theorie II. Ordnung ist bereits im e_u -Verlauf berücksichtigt), die Gesamtausmitte der Auflast N_o zu

$$e = e_o \pm \bar{e}_o \quad (5)$$

Wertet man den e_u -Verlauf in Bild 2 für $\bar{e}_o = s_k / 500$ aus, resultiert darauf für $e_o / d = 0,15$ ein t_u -Wert zwischen

$$29' \leq t_u \leq 43' \quad \text{mit } \Delta t_u = \pm 7 \text{ Minuten.}$$

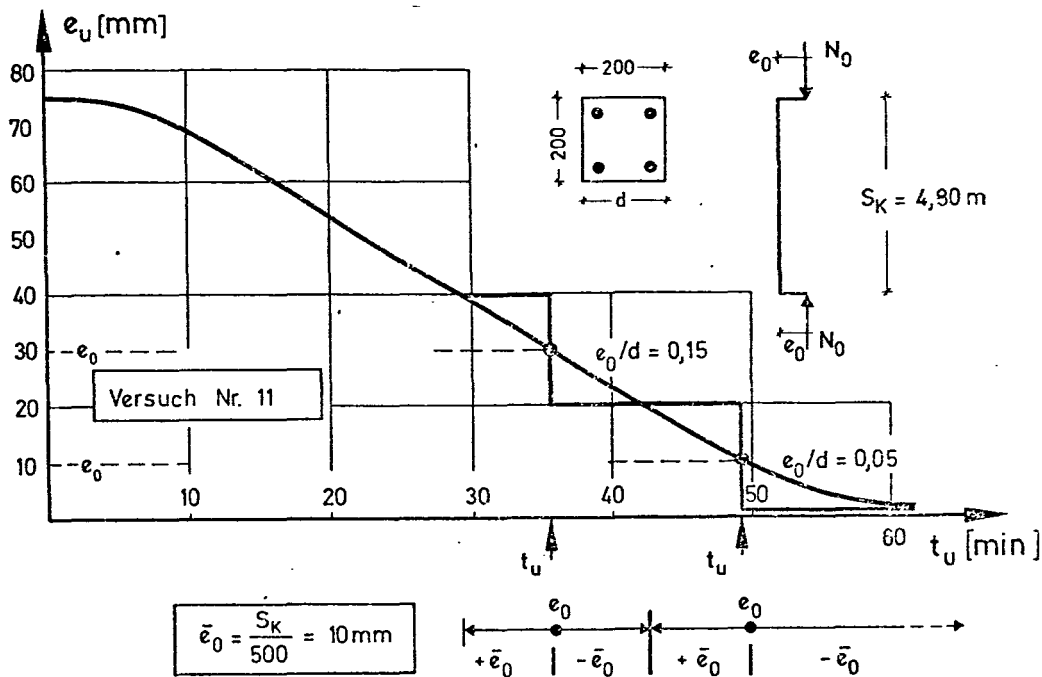


Bild 6: Einfluß der ungewollten Ausmitte

Der Belastungsfall $e_0/d = 0,05$ liegt mit seiner planmäßigen Ausmitte e_0 im Übergang zum flachen e_u -Verlauf. Für gleiches \bar{e}_0 läßt sich dann die obere t_u -Grenze praktisch nicht mehr bestimmen:

$$43' \leq t_u \leq 65' \text{ mit } \Delta t_u > 22 \text{ Minuten.}$$

Dieses Beispiel soll exemplarisch verdeutlichen, daß mit zunehmend zentrisch werdender Belastung sich der Streubereich Δt_u überproportional vergrößert. Ist die Stütze planmäßig zentrisch belastet, $e_0 = 0$ entsprechend Versuch Nr. 11, zeigt Bild 7 die Veränderung des Versagenszeitpunktes t_u in Abhängigkeit von der ungewollten Ausmitte \bar{e}_0 . Die Schwierigkeit einer genauen t_u -Prognose für zentrisch belastete Stützen wird dadurch ebenso erklärt wie die für diese Fälle beobachteten großen Versuchsstreuungen.

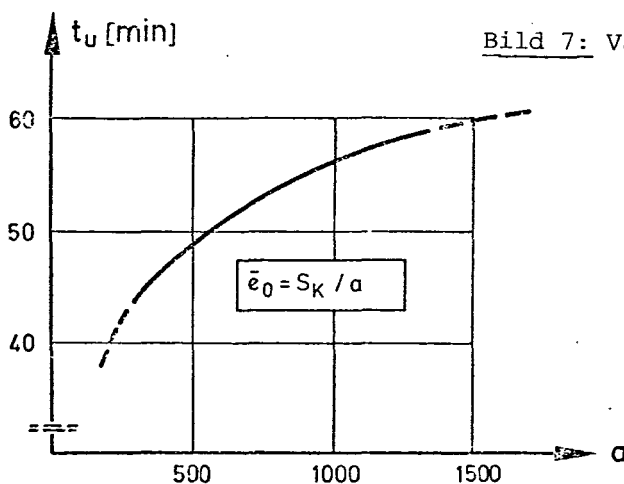


Bild 7: Variation der ungewollten Ausmitte

3.2. Stützen mit behinderter thermischer Längsdehnung (allseitig gleichmäßige Beflammung)

Bei der Bemessung von Stützen in monolithisch errichteten rahmenartigen Bauwerken wird in der Regel den axialen Lagerungsbedingungen keine Beachtung geschenkt. Im Brandfall erlangen aber gerade diese Randbedingungen eine wesentliche Bedeutung. Die thermische Längsdehnung der Stützen wird durch die Steifigkeit der gekoppelten Bauteile - Umgebung - behindert, wodurch sich zeitlich veränderliche Zwangs-Normalkräfte $\Delta N(t)$ entwickeln. Der Grad der Zwängung kann dabei im Einzelfall nur mittels einer Gesamtbauwerksanalyse für den Brandfall ermittelt werden, da neben der Stützeigensteifigkeit auch die Gesamtbauwerks-Steifigkeit zu berücksichtigen ist. Über erste Ergebnisse zu dieser Problematik wurde erstmals in [27] berichtet; Grundlageninformationen sind [28] zu entnehmen.

Den folgenden Untersuchungen liegt der Grenzfall einer vollständigen Dehnungsbehinderung zugrunde. Die dafür resultierende Zwängung wird mit $\Delta N(t)_{\max}$ bezeichnet. Die entlastende Wirkung von Kriech- bzw. Relaxationseinflüssen wurde dabei berücksichtigt [50, 28].

Zur Abschätzung der Traglastcharakteristik bei teilweiser Dehnungsbehinderung wird vereinfachend die maximale Zwängung reduziert, wobei aus dem α -Faktor zunächst keine Aussagen über zugehörige Systemsteifigkeiten abgeleitet werden können:

$$\Delta N(t)_{\text{red}} = \alpha \cdot \Delta N(t)_{\max}. \quad (6)$$

Bei den nachfolgend wiedergegebenen Versuchswerten gilt die Annahme einer zentrisch wirkenden Zwängung; dies dürfte dem Regelfall in Bauwerken entsprechen. Die Gesamtexzentrizität wird damit zeitabhängig, und zwar geht sie proportional zu ΔN wegen der zunehmenden Zentrierung zurück:

$$e(t) = \frac{M_0}{N(t)} = \frac{N_0}{N_0 + \Delta N(t)} \quad e_0 \leq e_0 \quad (7)$$

Ganz allgemein ergibt sich für dehnungsbehinderte Stützen eine signifikant verringerte Feuerwiderstandsdauer im Vergleich zu Stützen mit freier thermischer Längsdehnung.

Bild 8 zeigt für einen speziellen Stützentyp die t_u -Abhängigkeit von der Belastungskombination; die bereits bei zwängungsfreien Stützen festgestellte geringe e_0/d -Abhängigkeit wiederholt sich (vergl. dazu Bild 2), jedoch verringert sich die mittlere Versagenszeit von näherungsweise 70 Minuten auf 30 Minuten.

Eine stärkere Reduzierung der Feuerwiderstandsdauer ergibt sich in Abhängigkeit von der Schlankheit. Wie Bild 9 zeigt, geht die Verringerung des Versagenszeitpunktes bei zunehmender Schlankheit überproportional zurück; dies ist eine Folge der stark zunehmenden Einflüsse aus Theorie II. Ordnung.

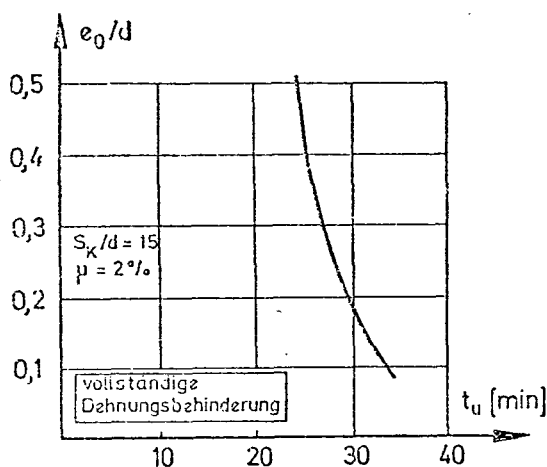


Bild 8: Einfluß der N,M-Lastkombination

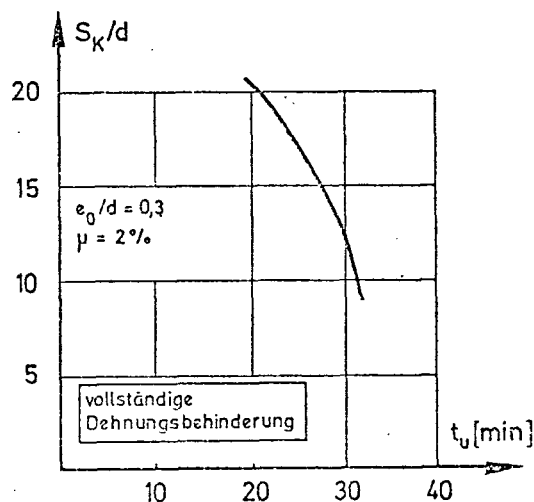


Bild 9: Einfluß der Stützenschlankheit

Bild 10 stellt die Traglastcharakteristiken einer speziellen Stütze bei unterschiedlicher Zwängungsintensität dar. Entsprechend Gleichung (6) entspricht $\alpha = 1,0$ einer Stütze mit vollständiger Dehnungsbehinderung und $\alpha = 0$ einer unbehinderten Stütze. Aufgetragen sind die zeitlichen Veränderungen der maximal aufnehmbaren Grenzexzentrizität e_u und die zugehörigen, nach Gleichung (7) gleichfalls zeitabhängigen Verläufe der Lastexzentrizität e . Der Versagenszeitpunkt ergibt sich im Schnittpunkt von e_u mit e .

Die zugehörigen Gesamt-Normalkraftverläufe $N(t)$ sind Bild 11 zu entnehmen. Es zeigt sich, daß im vorliegenden Fall für $\alpha \leq 0,5$ die Versagenszeitpunkte jenseits des Zwängungsmaximums liegen. Dies ist auf die zunehmenden Einflüsse aus Hochtemperatur-Kriechen, Druckzerstörung der randnahen Querschnittsbereiche und durchwärmungsbedingte Festigkeitsminderung zurückzuführen.

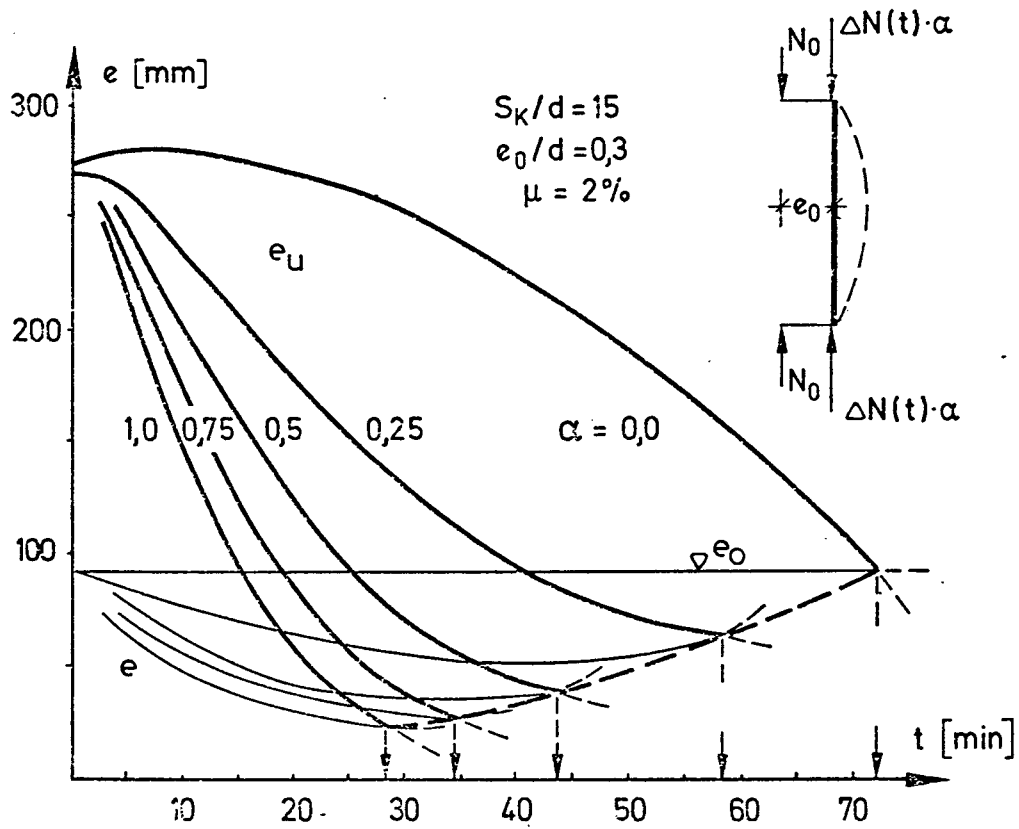


Bild 10: Traglastcharakteristiken bei veränderlicher Dehnungsbehinderung

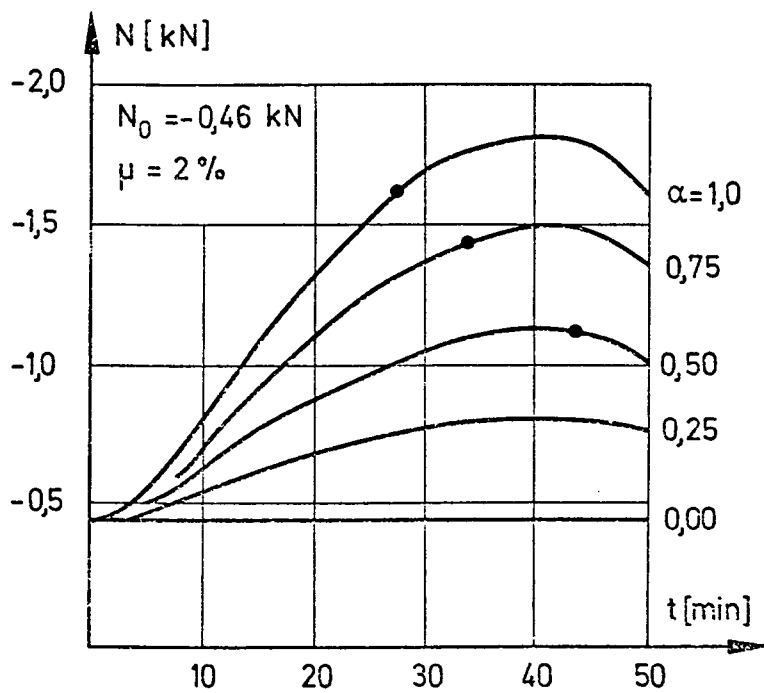
Bild 11: N_0 -Vergrößerung infolge Zwängung

Bild 10 zeigt weiterhin, daß der Einfluß von Geometrie-Imperfektionen (\bar{e}_0) mit ansteigenden α -Werten abnimmt; die Traglastkurven verlaufen dann im Versagensbereich zunehmend steiler, und aus einer \bar{e}_0 -proportionalen e -Verschiebung resultieren geringere Δt_u -Veränderungen.

Die rechnerischen Versagenszeitpunkte bei gleitender Zwängung zeigt für das hier diskutierte Beispiel Bild 12.

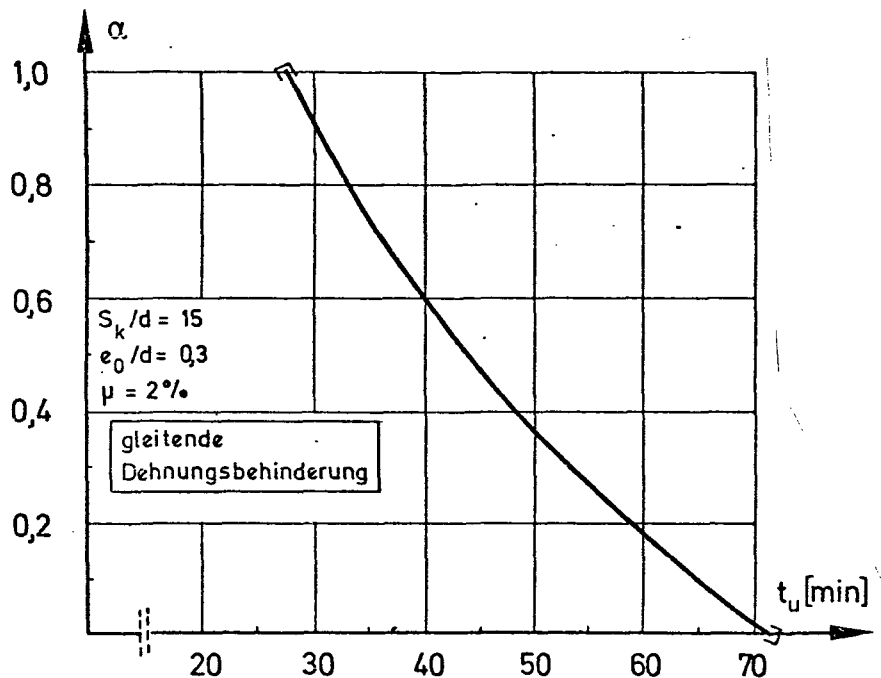


Bild 12: Versagenszeitpunkt-Veränderung bei Zwängung

3.3. Sonderfälle

3.3.1. Teilbeflammung

Die freistehende, im Brandfall allseitig beflamnte Stütze, stellt in der Praxis lediglich einen der möglichen Fälle dar. Häufig sind Stützen in Wände eingelassen oder bilden deren Abschluß, so daß eine einseitige oder dreiseitige Brandbeanspruchung als thermische Randbedingung zu untersuchen ist.

Tabelle 4 veranschaulicht die zu erwartende Vergrößerung der Feuerwiderstandsdauer bei unterschiedlicher Beflammung längs des Umfangs; über die Stützhöhe wird dabei die jeweilige Temperaturbeanspruchung konstant ge-

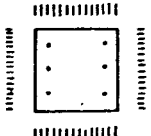
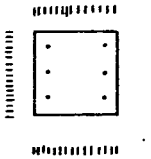
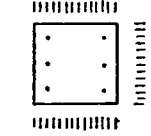
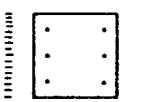
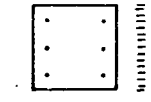
Thermische Randbedingung	Versagenszeit t_U
allseitig beflammt 	72 Minuten (100%)
dreiseitig beflammt Zugrand heiß Druckrand kalt 	84 Minuten (117%)
dreiseitig beflammt Zugrand kalt Druckrand heiß 	94 Minuten (130%)
einseitig beflammt Zugrand heiß 	> 180 Minuten (> 192 %)
einseitig beflammt Druckrand heiß 	> 180 Minuten (> 192 %)

Tabelle 4: Teilbeflammung




Profil	Versagenszeit		Beflammung Belastung	Quelle
	Versuch	Rechnung		
	96' bis 111'	105'	allseitig N_0	[7]
	77' bis 115'	95'		
	Rechen- modell	85'	allseitig N_0, M_x, M_y	
		> 120'	innenseitig N_0, M_x, M_y	

Tabelle 5: Sonderprofile

halten. Das statische Modell entspricht dabei Bild 1. Einflüsse aus Theorie II. Ordnung hatten für die wiedergegebenen Fälle im Versagenszeitpunkt keine Bedeutung.

Die unterschiedliche Beeinflussung der Feuerwiderstandsdauer ist auf die unterschiedlichen Veränderungen folgender Kenngrößen zurückzuführen:

- Erwärmung der Betondruckzone,
- Erwärmung der Zugbewehrung,
- Richtung der thermischen Verkrümmung.

3.3.2. Sonderprofile

Bei Stahlbetonstützen dominieren zwar aus baupraktischen Gründen die rechteckigen Querschnittsformen, jedoch werden aus architektonischen oder auch konstruktiven Gründen zum Teil andere Profile gewählt. So sind z. B. Rundstützen häufig in Hallen, T-Stützen bei Wandverschneidungen oder L-förmige Stützen an Gebäudeecken angeordnet; letztere werden dabei in der Regel mit zweiachsiger Biegung und Normalkraft belastet (M_x , M_y , N). Durch eine Erweiterung des in [28] beschriebenen Rechenverfahrens zur Traglastanalyse brandbeanspruchter Bauteile ist es möglich, beliebige geometrische Sonderfälle numerisch zu behandeln. Die Grundlagen dieser Erweiterung sind in [26] erläutert.

In Tabelle 5 ist für die o. g. Fälle ein Vergleich der rechnerisch ermittelten Ergebnisse der Versagenszeit t_u mit vorhandenen experimentellen Versagenswerten zusammengestellt.

3.3.3. Isolierte Querschnitte

Ist die Anordnung größerer Querschnittsabmessungen zur Erzielung einer erhöhten Feuerwiderstandsdauer nicht möglich oder erwünscht, werden oftmals Putze oder Bekleidungen verwendet. Durch die Anwendung des in [26] beschriebenen erweiterten Rechenverfahrens, in Verbindung mit einem speziellen Rechenprogramm für die thermische Analyse, ist die numerische Behandlung auch dieser Situation problemlos möglich. Die unterschiedlichen thermischen Eigenschaften von Beton und Isolierschicht werden dabei mit ihrer jeweiligen Temperaturabhängigkeit berücksichtigt.

Auf die Wiedergabe von Rechenergebnissen wird hier verzichtet; es wird auf die Flächentragwerks-Beispiele in [A 2 - 2] verwiesen.

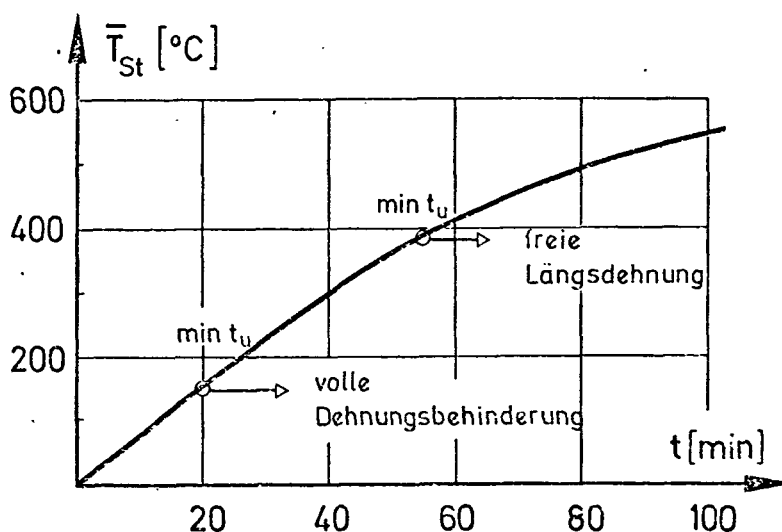
4. Zusammenfassung

4.1. Folgerungen aus den numerischen Untersuchungen

Bild 13 zeigt die zeitliche Entwicklung der mittleren Stahltemperatur \bar{T}_{St} aller Bewehrungseinlagen des Querschnitts nach Bild 1. Der früheste Versagenswert innerhalb des hier untersuchten Parameterspektrums (vergl. Tabelle 1) ergibt sich zu etwa 55 Minuten bei Stützen mit freier Längsdehnungsmöglichkeit, bei totaler Dehnungsbehinderung kann er auf ca. 20 Minuten absinken. Die zugehörigen Stahltemperaturen liegen signifikant unterhalb der kritischen Grenze von $T_{krit} = 500^\circ\text{C}$. Dieses Ergebnis macht deutlich, daß für eine realistische Einschätzung des Brandverhaltens von Stahlbetonstützen sowohl eine Systemanalyse (Theorie II. Ordnung) als auch eine vollständige thermische Analyse des Querschnitts (Temperatur der Betondruckzone) erforderlich ist.

Für eine Einstufung von Stahlbetonstützen in eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102 ergibt sich aufgrund der vorliegenden Erkenntnisse die Notwendigkeit, eine Aussage über die Feuerwiderstandsdauer zumindest an die Schlankheit s_k/d zu koppeln; der Einfluß aus der Gebrauchslastkombination e_o/d kann dagegen wahrscheinlich pauschal berücksichtigt werden.

Bild 13: Stahltemperaturen



4.2. Ausblick

Die zukünftige Entwicklung der rechnerischen Traglastanalyse von brandbeanspruchten Stahlbetonstützen wird verstärkt die Verallgemeinerung der erarbeiteten Erkenntnisse zum Ziel haben, um zu baupraktisch anwendbaren Beurteilungs- und Bemessungskriterien zu gelangen. Besondere Bedeutung erhält dabei die Einbeziehung sicherheitstheoretischer und probabilistischer Methoden. Dies ist eine notwendige Konsequenz für realistische brandschutztechnische Gesamtbauwerks-Beurteilungen, da nur so die hier exemplarisch aufgezeigten Einflüsse streuender Parameter wirklichkeitsnah berücksichtigt werden können.

Die rechnerisch ermittelten und experimentell bestätigten Versagenswerte liegen bei Stützen, die nach DIN 4102 Blatt 4, Ausgabe 1970, in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" eingestuft werden können, deutlich unter 90 min. [A 1 - 2]. Dieses Ergebnis sollte im gegenwärtigen Zustand allerdings noch nicht auf die Beurteilung baupraktischer Situationen übertragen werden. Hierfür ist zunächst eine Unterscheidung zwischen "statischer Ersatzstablänge" s_k für die Bemessung nach DIN 1045 und einer "wirksamen thermischen Ersatzstablänge" s_k^* im Brandfall zu treffen; ein Umstand, auf den bereits früher aufmerksam gemacht wurde [28]. Einer genaueren Klärung dieser Problematik bedarf jedoch nicht nur die Erfassung statisch unbestimmter Lagerungsbedingungen, sondern setzt eine Gesamt-Analyse von zumindest des umgebenden Bauwerk-Abschnitts voraus; für die wirklichkeitsnahe Berücksichtigung der in der Regel stets anzutreffenden teilweisen Behinderung der thermischen Längsdehnung ist dies ohnehin eine Notwendigkeit.

Durch eine allgemeine numerische Formulierung des mechanischen Verhaltens von Stahlbeton im wiedererkalteten Zustand ist es möglich, die Resttragfähigkeit nach einer zeitlich beliebigen Temperaturbeanspruchung rechnerisch zu bestimmen. Erste Resultate zeigen bereits gute Übereinstimmung mit parallel dazu durchgeführten Experimenten [30].

Die Tragfähigkeitsbeeinflussung durch Sanierung der oberflächennahen, stark geschädigten Betonschichten kann gleichfalls abgeschätzt werden; der Umfang der Sanierung ist dabei frei wählbar. Entsprechende weitergehende Untersuchungen sind in Vorbereitung.

	Seite
1. Einleitung	2
1.1. Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung	2
2. Angewandte numerische Methoden	3
3. Versuchsergebnisse und deren numerische Analyse	4
3.1. Versuchsprogramm	4
3.2. Temperaturentwicklung	6
3.3. Verlauf der Schnittkräfte	6
3.3.1. Momentenverlauf an der Rahmenecke	6
3.3.2. Verlauf der Auflagerkräfte	10
3.3.3. Verformungsverhalten des Rahmensystems	12
3.3.3.1. Stützenverformungen	12
3.3.3.2. Verschiebung der Rahmenecke	14
3.3.3.3. Gesamtverformungsbild des Rahmensystems	14
4. Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des SFB 148	16
5. Ausblick	16

1. Einleitung

1.1. Stand der Erkenntnisse, Ausgangsfragestellung

Ergebnisse aus Brandversuchen an Tragsystemen, bestehend aus Stützen oder Wänden und unmittelbar anschließenden waagerechten, biegebeanspruchten Trägern und Deckenkonstruktionen, fehlten im In- und Ausland bislang noch. Der Stützen-/Rahmen-Versuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 ermöglicht es, diese Lücke zu schließen. Somit können jetzt sowohl Knickprobleme als auch die Biegeprobleme von monolithisch zusammengesetzten Bauteilen unter Brandangriff experimentell untersucht werden. Solche Untersuchungen an komplexen Tragsystemen sind im Brandfall deshalb von besonderer Bedeutung, weil deren wechselseitige Interaktion den Bruchzeitpunkt und die Bruchart des Systems deutlich einprägen.

Die wechselseitigen, erwärmungsbedingten Veränderungen im System treten insbesondere deshalb in Erscheinung, weil

- a) durch Kräfteumlagerungen bei den Druckgliedern schlankheitsabhängige Knicklängenveränderungen auftreten und
- b) bei biegebeanspruchten Bauteilen durch örtliche Plastizierungen kinematische Gelenkketten entstehen.

In einem mehrgeschossigen Bauwerk überlagert sich den oben erwähnten Veränderungen des statischen Systems durch die anschließenden Bauteile infolge einer Behinderung der thermischen Dehnung eine zeitlich veränderliche, warmkriechbedingte Längskraft zusätzlich.

Verallgemeinerungsfähige Ergebnisse für Bauwerke im Brandfall können daher durch Untersuchungen an statisch unbestimmten Bauteilen gewonnen werden.

Gezielte theoretische Untersuchungen an statisch unbestimmten Systemen wurden in den vergangenen Jahren im Brandfall vielerorts durchgeführt. Hierzu entwickelte Rechenverfahren [1, 9] blieben jedoch durch einschränkende Voraussetzungen bedingt aussagefähig.

Ein im Rahmen des SFB 148 entwickeltes neues Rechenverfahren ermöglichte die theoretische Untersuchung der im Bauwerk vorkommenden Stabsysteme bei Brandangriff unter Berücksichtigung der sowohl materialmäßigen als auch geometrischen Nichtlinearität.

In diesem Beitrag werden die im Versuchsstand des SFB 148 durchgeführten Experimente an einhüftigen Rahmen und deren Ergebnisse vorgestellt und die begleitenden rechnerischen Untersuchungen gezeigt und die Leistungsfähigkeit des hierfür entwickelten Rechenverfahrens aufgezeigt.

2. Angewandte numerische Methoden

Die umfassenden Grundlagen und Anwendungsmöglichkeiten des Rechenverfahrens werden in [23] beschrieben. Hier sollen nur kurze Einführungsinformationen gegeben werden.

Um in der inelastischen Verformungsberechnung zu sinnvollen Näherungen zu gelangen, wird längs der Stabachsen des Systems eine dem Beanspruchungs-Verformungszustand schrittweise angepaßte Linearität eingeführt. Diese Linearität wird dort als "Hochtemperatur-Steifigkeit" bezeichnet. Durch die abschnittsweise Linearisierung des Verformungsverhaltens der Systemstäbe können somit die Berechnungen mit bekannten statischen Methoden vorgenommen werden. Das Verfahren beruht auf der Bestimmung der stabilen Gleichgewichtsfigur des Rahmensystems zu jedem Zeitpunkt des Brandes. In der computergesteuerten Berechnung werden die Iterationen so lange fortgeführt, bis eine stabile Biegelinie vorhanden ist. Dabei wird an den diskreten Punkten längs der Stabachse bei jeder Iteration infolge geänderter Beanspruchungen eine neue Querschnittsanalyse durchgeführt. Schließlich wird der Versagenszeitpunkt der Stütze entweder durch theoretisch grenzenlos anwachsende Verformungen eines Stabilitätsbruchs oder aber durch das Versagen eines Stabelements als Folge eines Materialbruchs erreicht. Ausgehend von den wichtigsten Momenten-Krümmungs-Beziehungen des Stahlbetons ermöglicht dieses Rechenverfahren, auch den Einfluß der örtlichen Plastizierungen auf das Tragverhalten des Systems zu berücksichtigen.

3. Versuchsergebnisse und deren numerische Analyse

3.1. Versuchsprogramm

Für die vorgesehenen experimentellen Untersuchungen wurde ein gezieltes Versuchsprogramm aufgestellt (siehe Tabelle 1). Dieses Programm wurde entsprechend den Ergebnissen theoretischer Studien [23] gestaltet; es war das Ziel, das rechnerisch prognostizierte Brandverhalten des Tragsystems unter den in der Baupraxis vorkommenden Randbedingungen kritisch zu überprüfen. Dabei wurden zunächst die Geometrie und die Bewehrungsanordnung bei 7 Versuchen unverändert beibehalten. Als Randbedingungen wurden die Auflasten und die Brandbeanspruchung der Stütze variiert.

Zunächst wurde das Rahmentragwerk für die zulässigen Lasten im Gebrauchszustand nach DIN 1045 bemessen und bewehrt. Die Bewehrungsführung an der Rahmenecke wurde nach den Empfehlungen der Arbeit [34] vorgenommen.

Die Versuche 1 und 2 wurden mit einer hohen und der Versuch 3 mit einer geringen Auflast über der Stütze gefahren, um den Einfluß der Längskraft in der Stütze auf die kritische Branddauer festzustellen. Die theoretischen Untersuchungen haben ergeben, daß bei höheren Auflasten auf der Stütze der Versagenszeitpunkt meistens durch einen Stabilitätsbruch des Systems erreicht wird. Bei geringen Lasten über der Stütze ist mit einer höheren Feuerwiderstandsdauer zu rechnen. Zum Zeitpunkt des Versagens bildet sich eine Gelenkkette aus.

Im Versuch wurde das Tragwerk als ein Endrahmen gedacht und die Stütze mit einer hohen Auflast versehen, jedoch dreiseitig beflammt. Die äußere Stirnseite der Stütze wurde isoliert und somit vor dem Feuerangriff geschützt. Rechnerische Untersuchungen haben gezeigt, daß die Feuerwiderstandsdauer deutlich verlängert werden kann, wenn die Krümmung infolge Temperatureinwirkung der Biegemomentenkrümmung entgegengerichtet ist.

Die Versuche 5 bis 7 werden gegen Ende des Jahres 1977 durchgeführt und haben zum Ziel, die Relaxationszustände im Bauwerk experimentell zu untersuchen. Im Versuch 5 und 6 wird der Einfluß der Größe der Längskraft auf der Stütze, bei Versuch 7 der günstige Einfluß einer dreiseitigen Beflammung der Stütze auf die Feuerwiderstandsdauer bei totaler Dehnbehinderung des Rahmenstieles untersucht.

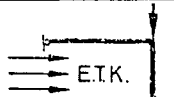
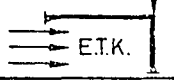
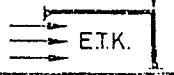
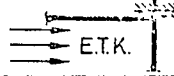
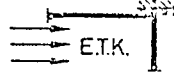
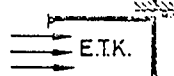
VERSUCHSPROGRAMM					
Nr.	Geometrie l, h, b/d, Fe	Belastung	Brandbeanspruchung	Randbedingungen	Statisches System
1,2	Konstant	Hohe Normalkraft über der Stütze $P_{zul} = 56.8 \text{ Mp.}$	Stütze allseitig Riegel dreiseitig	Auflager gelenkig Stütze frei dehnbar	
3	"	Geringe Normalkraft über der Stütze $P = 0.15 P_{zul}$	"	"	
4	"	Hohe Normalkraft über der Stütze	Stütze und Riegel dreiseitig	"	
5	"	"	Stütze allseitig Riegel dreiseitig	Dehnbehinderung der Stütze	
6	"	"	Stütze und Riegel dreiseitig	"	
7	"	Geringe Normalkraft über der Stütze	Stütze allseitig Riegel dreiseitig	"	

Tabelle 1: Parameter des vorgegebenen Versuchsprogramms

3.2. Temperaturentwicklung

Zur Berechnung der Temperaturfelder in den Bauteilen des Rahmensystems wurden die in [21] angegebenen Differenzenverfahren benutzt. Die Wärmeübergangsbedingungen sind nach den eingehenden Untersuchungen am SFB-Versuchsstand bestimmt worden (vergl. A1-2, Pkt. 3.3.4).

In Bild 1 sind die berechneten Temperaturen zusammen mit den experimentell ermittelten Werten dargestellt.

Die berechneten und experimentell ermittelten Bauteiltemperaturen stimmen selbst nach langen Branddauern weitgehend überein. Die Übereinstimmung der beiden Temperaturen, insbesondere bei den längeren Branddauern, ist deshalb wichtig, weil die rechnerische Behandlung des Problems bis zum kritischen Zeitpunkt mit wirklichkeitsentsprechenden Temperaturen erfaßt worden ist, was für den Traglastzustand des Systems von größter Bedeutung ist.

3.3. Verlauf der Schnittkräfte

3.3.1. Momentenverlauf an der Rahmenecke

In Bild 2 sind die rechnerisch ermittelten Momentenverläufe an der Rahmenecke von der Versuchsserie 1 gleichzeitig nach Theorie I. und II. Ordnung dargestellt. Die rechnerischen Untersuchungen haben folgende Erkenntnisse gebracht:

1. Die Eckmomente steigen mit fortschreitender Branddauer an; nach Durchlaufen eines Maximums nehmen sie wieder stetig ab, d. h. zur Feldmitte hin treten jetzt deutliche Kräfteumlagerungen auf. Dieser Effekt wird in Pkt. 3.2.2 diskutiert und experimentell bestätigt.
2. Der Rahmen des Versuchs Nr. 1 zeigt deutlich, daß zunächst die mit negativen Momenten beanspruchte Rahmenecke (Zug außen) nach einer bestimmten Branddauer ständig entlastet wird. Es ist sogar festzustellen, daß das Eckmoment sein Vorzeichen kurz vor dem Bruch ändert (Zug an der Innen-

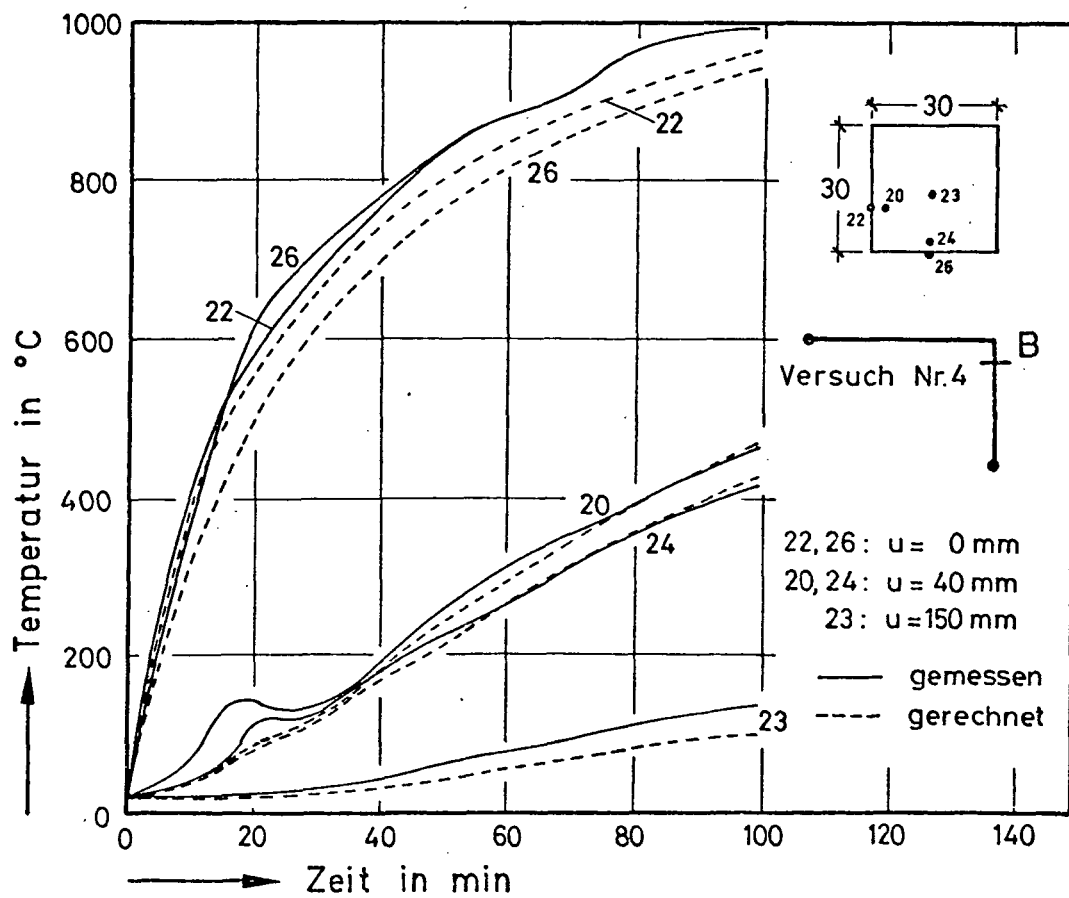
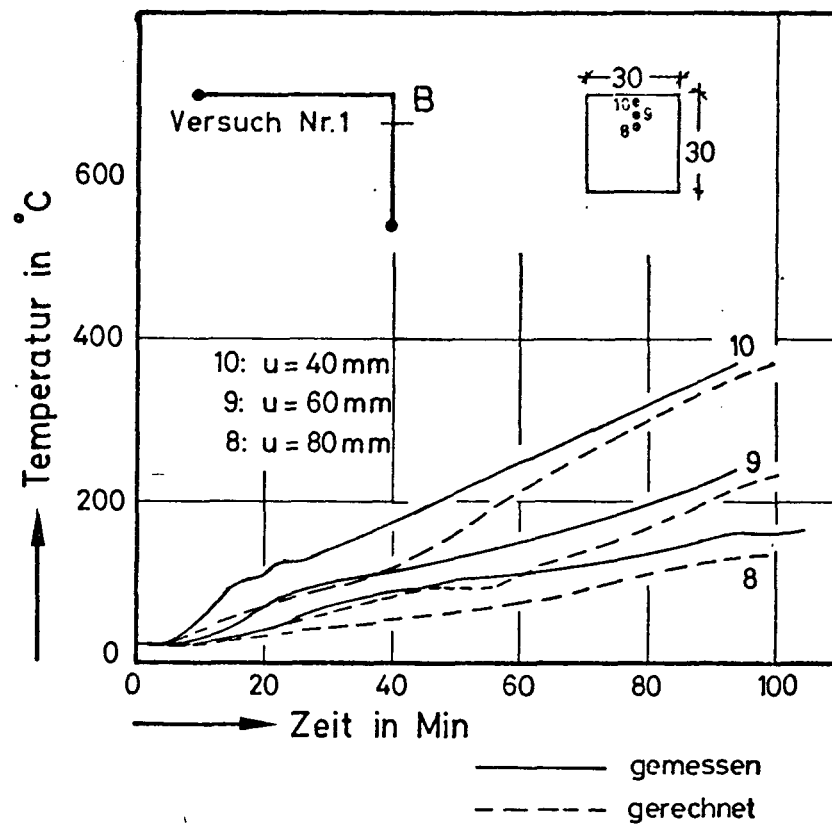
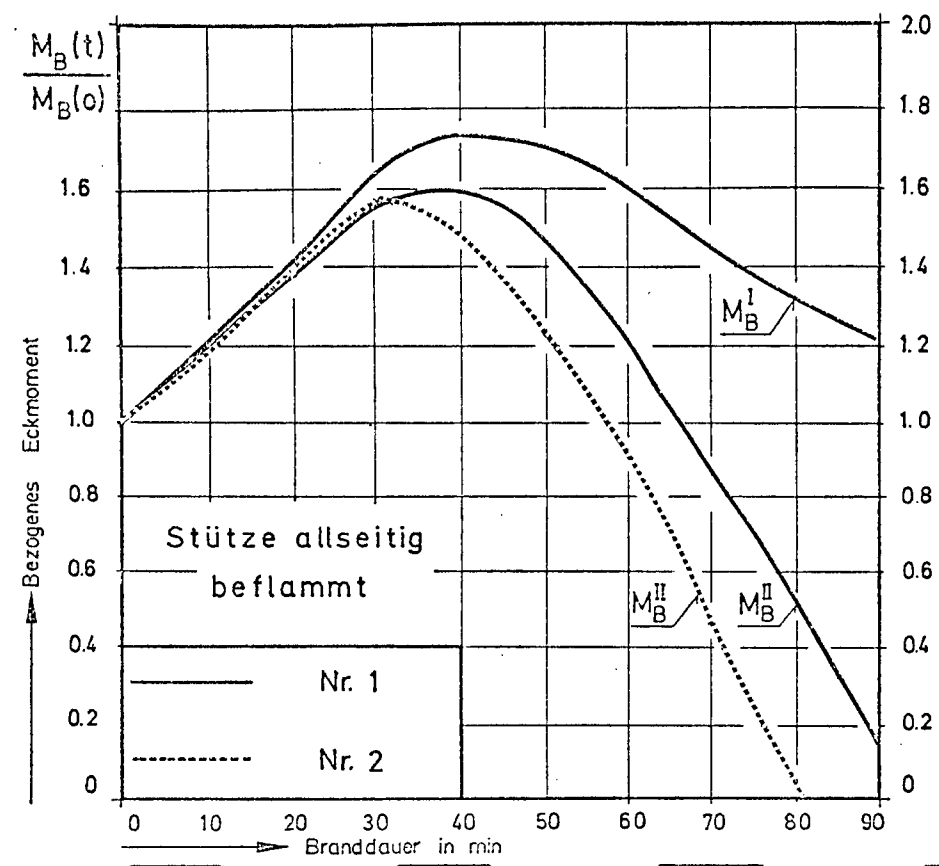
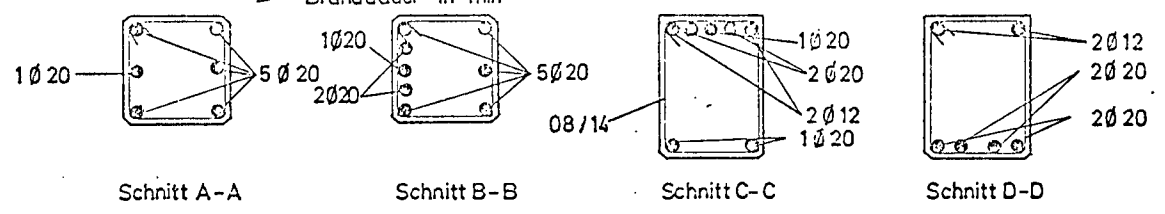
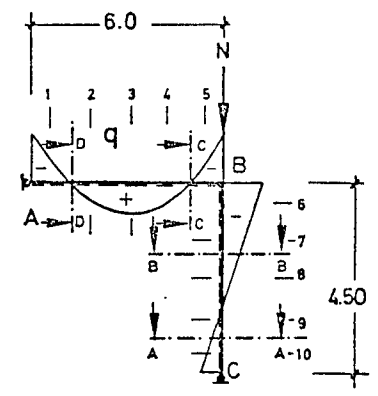


Bild 1: Gemessene und gerechnete Bauteiltemperaturen



für t = 0 min			Rahmen Nr.
N(Mp)	M_B^I (Mpm)	M_B^{II} (Mpm)	
56.8	-5.828	-5.678	R76-1
56.8	-5.227	-5.052	R76-2



$N = -56.8 \text{ Mp}$
 $q = 2.5 \text{ Mp/m}$
 B St 42/50

Bild 2: Rechnerischer Verlauf des Eckmoments im Brandfall

seite der Rahmenecke). Die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch hinsichtlich dieses Vorgangs zeigt Bild 3, wo infolge fehlender ausreichender Zugeinlagen im unteren Bereich der Rahmenecke Zugrisse auftreten. Bei der folgenden Serie von Stahlbetonrahmen wurde dieser Bereich zusätzlich mit Zugeinlagen bewehrt.

Bild 3: Bruchbild der Rahmenecke im Versuch Nr. 1

3. Die Berechnungen haben gezeigt, daß zum Bruchzeitpunkt unterhalb der Rahmenecke infolge Überschreitung der aufnehmbaren Schnittgrößen des Querschnitts Plastizierungen auftreten. Auch dieser Effekt wurde im Versuch weitgehend bestätigt (s. Bild 4).

Bild 4: Bruchbild der Rahmenstütze im Versuch Nr. 1

3.3.2. Verlauf der Auflagerkräfte

Einen typischen Verlauf zeigt die in Bild 5 dargestellte horizontale Auflagerkraft H am Stützenfuß. Vers.2 stellt den Verlauf der H -Kraft bei allseitiger Beflammung der Stützen, Vers.4 dagegen die bei dreiseitiger Beflammung der Rahmenstütze dar. Die beiden Darstellungen lassen die gleichen Tendenzen erkennen wie die in Bild 2 gezeigten Momentenverläufe.

Eine qualitative Übereinstimmung zwischen den errechneten und gemessenen Werten wird in den folgenden Punkten besonders deutlich.

1. Beide Verläufe haben einen ansteigenden und nach Durchlaufen eines Maximums einen abfallenden Ast. Der abfallende Ast zeigt insbesondere das "Weichwerden" der Stütze mit fortschreitender Branddauer.

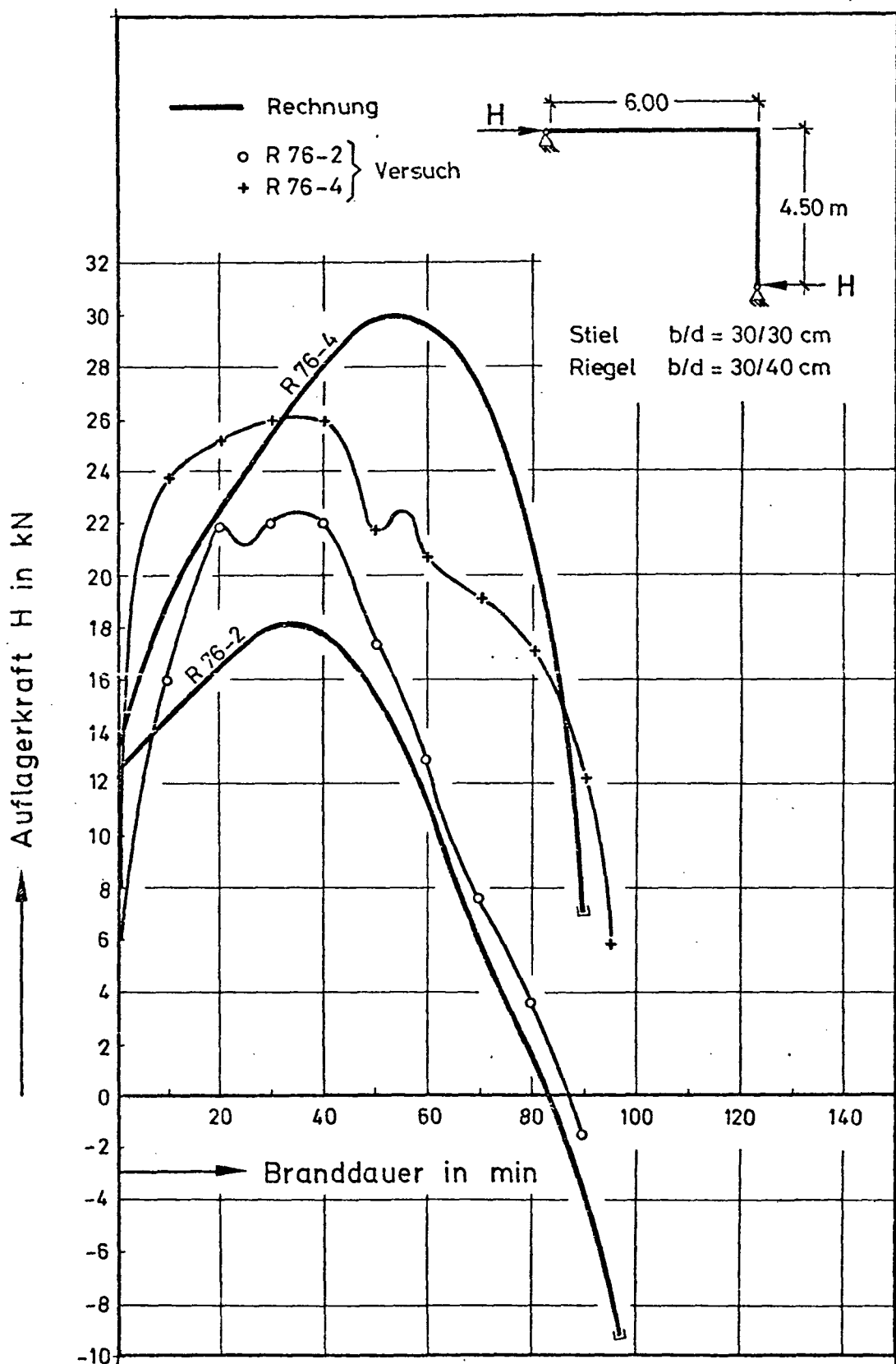


Bild 5: Gemessene und gerechnete Auflagerkraft H des Rahmensystems im Brandfall

2. Bei dreiseitiger Beflammung der Stütze (R 76-4) ist das Maximum der Horizontalkraft gegenüber dem Fall einer allseitigen Beflammung zeitlich versetzt (etwa 20 min), d. h. bei allseitiger Beflammung der Rahmenstütze erreichen die Horizontalkräfte ihr Maximum deutlich früher. Dies zeigt wiederum den schnellen Steifigkeitsverlust der Rahmenstütze bei allseitigem Brandangriff an.
3. Die Auflagerkräfte unterscheiden sich auch in ihrem absoluten "Betrag" deutlich voneinander. Bei dreiseitiger Beflammung liegen die Auflagerkräfte in ihrem Verlauf höher, da in diesem Fall erhebliche Zwängungen im System auftreten. Dieser Effekt ist dadurch zu erklären, daß die thermisch bedingten Krümmungen des Riegels und der Stütze bezüglich des Rahmensystems zum Feuer hin gerichtet sind.

3.3.3. Verformungsverhalten des Rahmensystems

Um das Verformungsverhalten der Versuchsrahmen zu bestimmen, wurden während der Brandbeanspruchung ständig Verformungsmessungen durchgeführt. Es wurden am Riegel und an der Stütze die Querverformungen an den diskreten Punkten mechanisch und optisch kontrolliert und gleichzeitig die Eckbewegung des Rahmens gemessen.

3.3.3.1. Stützenverformungen

In Bild 6 sind die Stützenverformungen von den drei geprüften Rahmen dargestellt. Es können folgende qualitative Ergebnisse gewonnen werden:

1. Beim Rahmen Vers.2, dessen Stütze allseitig beflammt und mit einer hohen Längskraft beansprucht war, steigen die Verformungen deutlich schneller an. Infolge des Steifigkeitsverlustes und hoher Normallast der Stütze wird die geometrische Nichtlinearität erheblich beschleunigt. Eine sehr gute Übereinstimmung zwischen dem Versuch und der Rechnung ist festzustellen.
2. Die mit einer geringeren Längskraft beanspruchte Rahmenstütze (R 76-3) zeigt dagegen einen sehr langsamen Anstieg der Verformungen. Offensichtlich bleibt in diesem Fall durch die fehlende Längskraft die geometrische Nichtlinearität sehr gering.
3. Die dreiseitig beflammte, jedoch mit einer hohen Normallast beanspruchte Rahmenstütze (Vers.4) zeigt die gleichen Tendenzen wie in Pkt. 2.

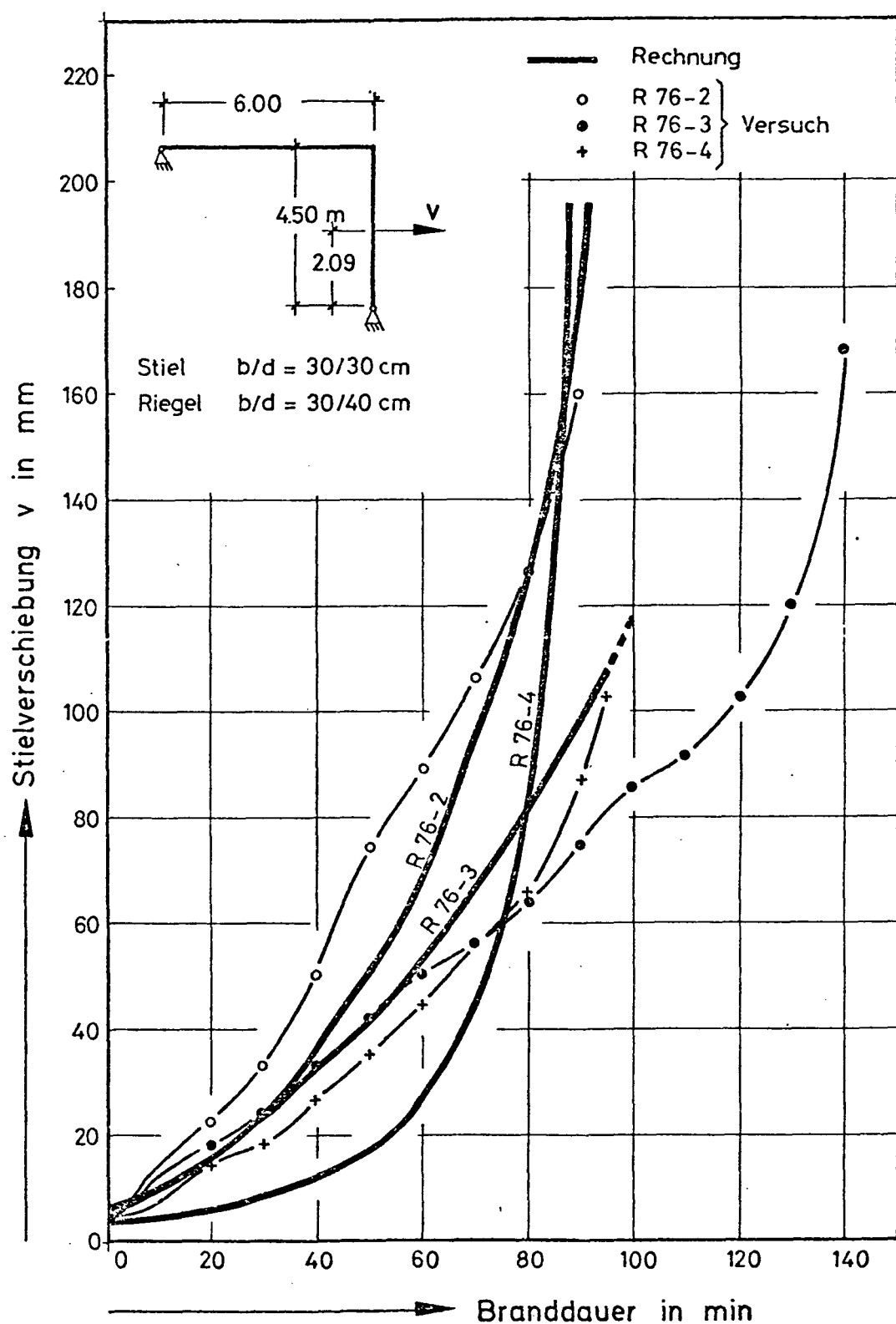


Bild 6: Gemessene und gerechnete Stützenverformungen des Rahmensystems im Brandfall

Es wird deutlich, daß durch die entgegengesetzte thermische Krümmung zur Biegebeanspruchung der Stütze der Anstieg der Verformungen erheblich reduziert wird. Der Versuch und die Berechnung zeigen, daß in diesem Fall die geometrische Nichtlinearität halb so groß ist als es bei allseitiger Beflammung der Stütze der Fall ist.

3.3.3.2. Verschiebung der Rahmenecke

In Bild 7 ist die vertikale Verschiebung der Rahmenecke dargestellt, wie sie sich im Versuch ergeben hat und in der Berechnung nachvollzogen werden kann. Eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung ist auch für lange Branddauern gegeben. Die Unterschiede zwischen den gemessenen und errechneten Wegen sind nicht größer als 0,5 cm; lediglich im Bruchzustand ergeben sich Differenzen, da die Versagenszeitpunkte der Versuche gegenüber denen der Berechnung geringfügig verschoben sind.

Aus Bild 7 resultieren folgende qualitative Ergebnisse:

1. Unter geringer Längskraftbeanspruchung ist die vertikale Verschiebung der Rahmenecke mit der Zeit fast linear und zeigt den größten Anstieg gegenüber den anderen Verschiebungen.
2. Bei allseitiger Beflammung und hoher Normallast der Stütze ist die Stützendehnung durch die Längskraft kompensiert, nach Durchlaufen eines flachen Maximums ist die Verschiebung bis zum Bruch des Systems steil rückläufig.
3. Bei dreiseitiger Beflammung und hoher Normalkraft in der Stütze sind gleiche Tendenzen wie in Pkt. 2 zu erkennen. Die Eckverschiebung ist jedoch in diesem Fall - bedingt durch die unsymmetrische Erwärmung der Stütze - etwas geringer, wie auch die Berechnung diesen Effekt aufzeigt.

3.3.3.3. Gesamt-Verformungsbild des Rahmensystems

In den Anfangsstadien der Brandbeanspruchung bestimmt vorwiegend die Beanspruchung aus den Biegemomenten das Verformungsverhalten des Systems. Mit fortschreitender Branddauer geht dieser Einfluß zurück, und es überwiegt der Einfluß aus der nicht linearen Temperaturverteilung im Querschnitt. Dieser Effekt kommt bei dreiseitig beflammteten Rahmenstützen insbesondere bei geringer axialer Beanspruchung der Stütze sehr deutlich zum Ausdruck.

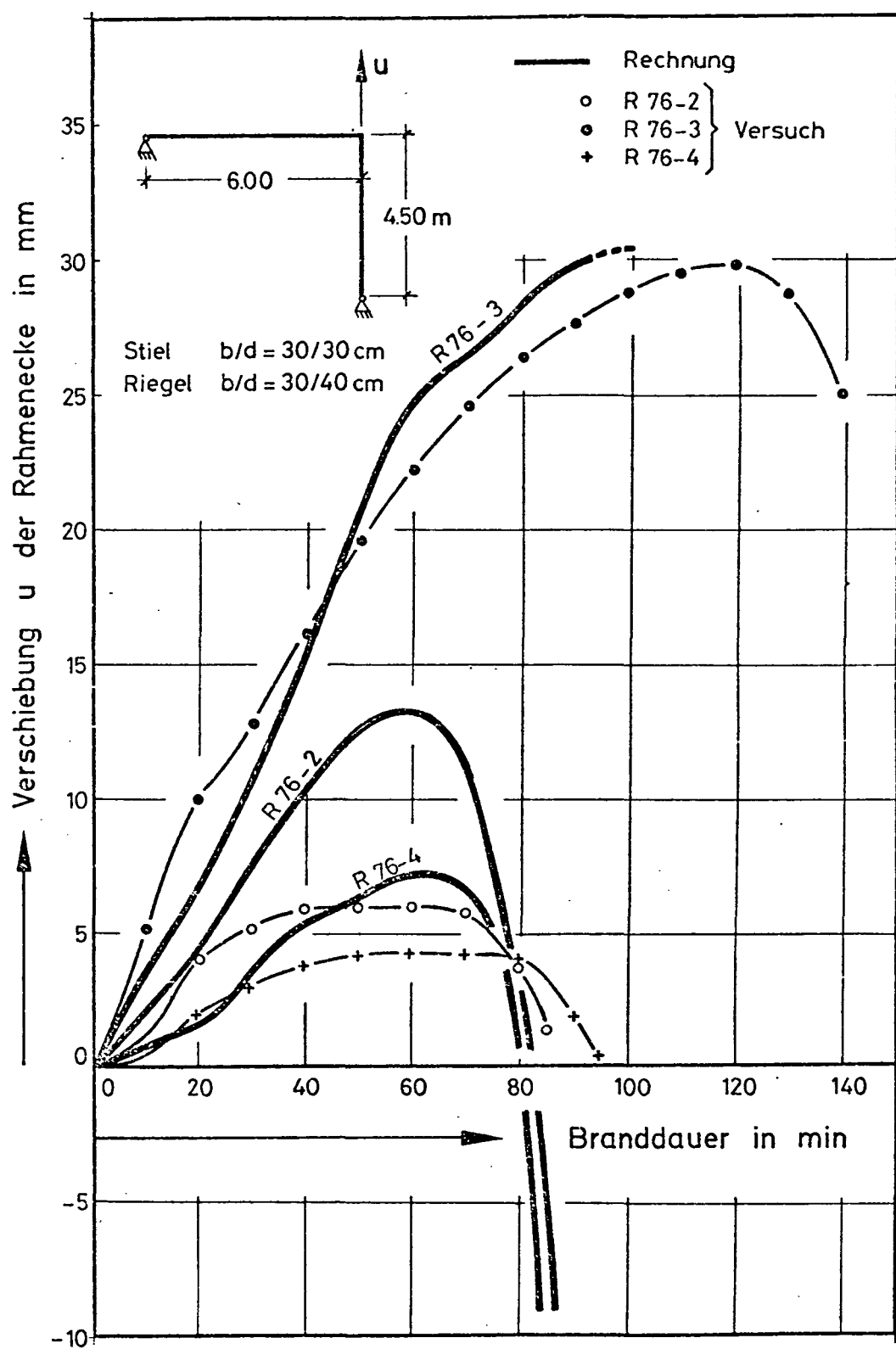


Bild 7: Gemessene und gerechnete Eckverschiebung des Rahmensystems im Brandfall

In Bild 8 sind die rechnerisch ermittelten Verformungslinien des Rahmens Nr. 4 dargestellt, dessen Stütze dreiseitig beflammt wurde. Die Stützenverformungen wurden sowohl nach Theorie I. Ordnung als auch nach Theorie II. Ordnung eingetragen, womit mit der geringeren Differenz zwischen den beiden Biegelinien der günstige Einfluß der dreiseitigen Erwärmung der Stütze deutlich wird. Mit fortschreitender Branddauer krümmt sich die Stütze merklich gegenläufig.

Der Bruch vollzog sich im Versuch als Stabilitätsbruch in der 98. Minute, wie es auch vorausberechnet war. Die rechnerische Biegelinie der 90. Minute zeigt deutlich die Entstehung einer kritischen Zone in der Stützenmitte. Die Richtigkeit dieser Prognose bestätigt Bild 9 im Bruchzustand des gleichen Rahmens, wo die Bruchstelle etwa in halber Stützenhöhe liegt.

4. Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des SFB 148

Normbrandversuche an Rahmensystemen sind bislang außerhalb des SFB 148 nicht durchgeführt worden. Auch rechnerische Untersuchungen an solchen Tragwerken, die außerhalb des SFB durchgeführt wurden, sind nur beschränkt vergleichbar (vergl. A 1 - 5). Die im Rahmen des SFB 148 durchgeführten theoretischen und experimentellen Untersuchungen an einhäufigen, statisch unbestimmten Stahlbetonrahmen sind daher erstmalig, insbesondere hinsichtlich der Vergleichsmöglichkeiten zwischen theoretisch-rechnerischen und experimentellen Ergebnissen.

5. Ausblick

Die im SFB 148 durchgeführten Brandversuche an einhäufigen Stahlbetonrahmen haben trotz ihrer geringen Anzahl bereits wertvolle Ergebnisse geliefert und Tendenzen gezeigt. Es konnte die Interaktion von biegesteif vorhandenen Bauteilen im Versuch beobachtet werden. Die durchgeführten Versuche haben gleichzeitig eine kritische Überprüfung und Bestätigung des hierzu entwickelten Rechenverfahrens gebracht. Eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch ist sowohl bei der Bestimmung der kritischen Branddauer (s. Tabelle 2) als auch bei den Verformungen des Systems

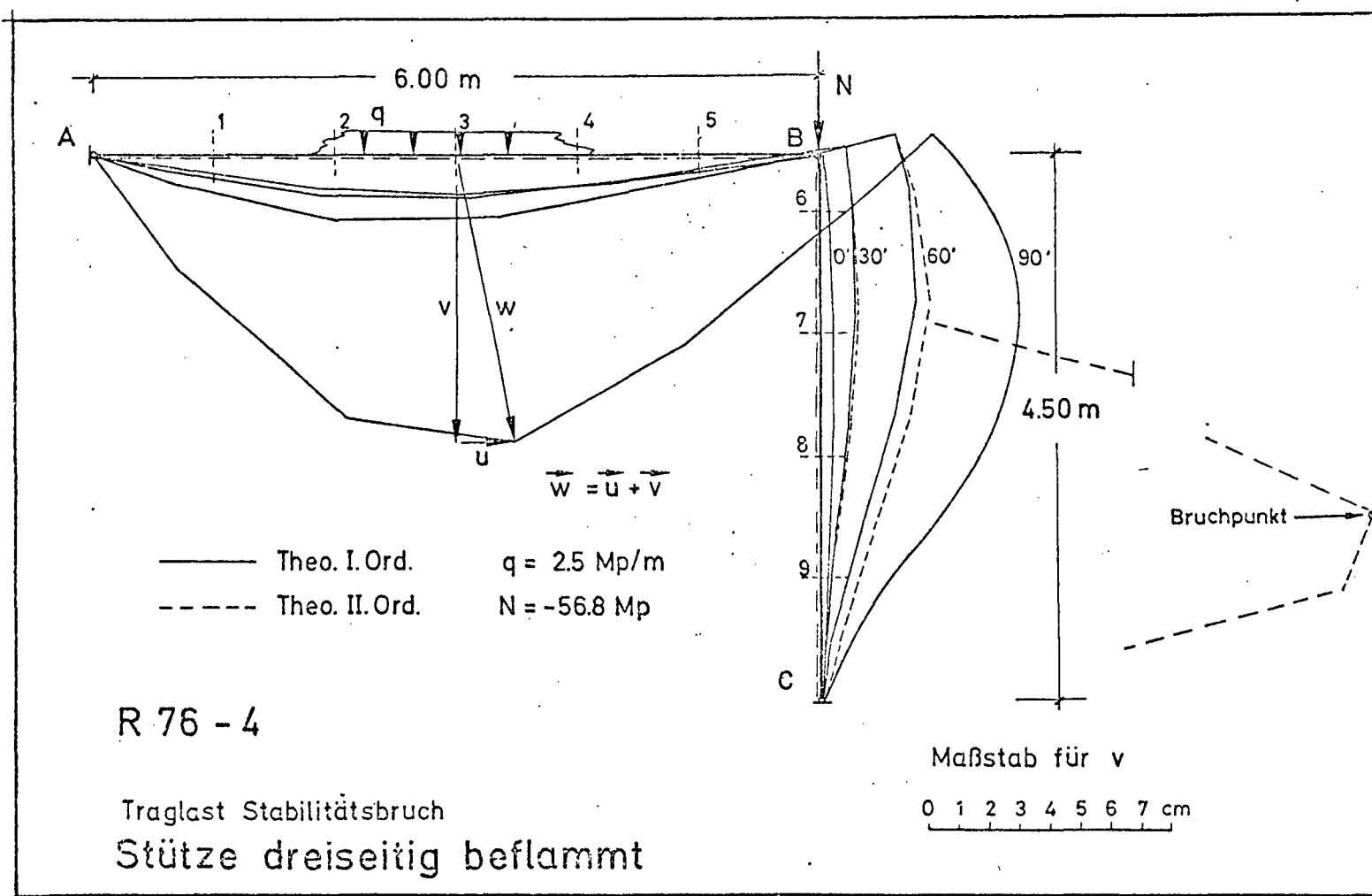


Bild 8: Gerechnete Verformungsfigur des Rahmensystems R 76-4 im Brandfall

Bild 9: Bruchbild des Rahmens Vers.4 im Brandfall

deutlich geworden. Diese zur Zeit laufenden Arbeiten bilden die Grundlage für das Studium des Brandverhaltens räumlicher Tragwerke - bestehend aus mehrgeschossigen, nebeneinander stehenden Rahmen, die durch Decken und Unterzüge miteinander verbunden sind -, dem der kommende Förderungszeitraum gewidmet ist. Es ist deshalb unbedingt notwendig, die hierzu noch fehlenden Detailuntersuchungen zügig voranzutreiben.

Folgende Einzeluntersuchungen (theoretisch und experimentell) sollen deshalb durchgeführt werden:

Rahmen	Belastungen		Materialdaten			Bruchzeitpunkt		Bemerkungen
	q Mp/m	N Mp	β_P kp/cm ²	β_S kp/cm ²	w %	Ver - such	Rech - nung	
Nr. 1	2.5	-56.8	250	4600	4	96'	100'	
Nr. 2	2.5	-56.8	308	4600	4	90'	100'	Eckabplatzung 13.' -Freilegen des ECKEISENS auf gesamter Stützenlänge Stabilitätsbruch
Nr. 3	2.5	0	400	4600	4	140' Versuch abgebrochen	100'	Eckabplatzung 13.' -Freilegen des ECKEISENS von unten bis z = 320 cm
Nr. 4	2.5	-56.8	316	4600	5.5	98'	95'	Eckabplatzung 22.' -Freilegen des ECKEISENS in der unteren Stützhälfte Stabilitätsbruch

Beflammung (nach E.T.K.) : Riegel bei allen Rahmen dreiseitig
Stiel R 76-4 dreiseitig, bei allen
anderen vierseitig

Tabelle 2: Wesentliche Angaben über die durchgeführten Rahmenversuche

1. Einfluß der Beflammung auf die Rahmenstütze

a) Partiiell beflammte Rahmenstützen

b) Rahmenriegel, geschützt durch Unterdecken

- Einfluß der zeitlich verschobenen Brandbeanspruchung des Riegels durch die Unterdecke.

2. Einfluß der Bewehrungsführung

- a) Verlängerung der Stützenbewehrung in den Riegel,
- b) Verlängerung der Stützenbewehrung in die Stütze,
- c) Einfluß des Bewehrungsgehaltes,
- d) Einfluß der Betondeckung.

3. Einfluß der Durchlaufwirkung

- a) Stabendmoment am Stützenfuß,
- b) Stabendmoment am Riegelende,
- c) Knotenmoment an der Rahmenecke.

4. Einfluß der Materialdaten

- hohe Betongüte
- niedrigere Betongüte
- unterschiedliche Zuschlagstoffe

5. Einfluß der Dehnbehinderung bei Rahmenstützen

- volle Dehnbehinderung
- teilweise Dehnbehinderung

6. Variation der Steifigkeiten von Riegel und Stütze.

Erst nach Durchführung dieses Untersuchungsprogramms liegend genügend Erkenntnisse vor, um die Anwendung der vorhandenen, neu und ständig zu ergänzenden Rechenverfahren auch bei der Untersuchung komplexer Stahlbeton-Stabtragwerke im Brandfall zu bestätigen und ggf. weiter zu entwickeln.

A 1 - 5

Rechnerische Untersuchungen zum Brandverhalten
statisch unbestimmter Stahlbetonstabtragwerke

von

Dr.-Ing. A. Haksever

	Seite
1. Problem- und Aufgabenstellung	3
2. Angewandtes Rechenverfahren	3
2.1. Einführung der Hochtemperatur-Steifigkeiten für beliebig bewehrte Stahlbetonstäbe	4
2.2. Bereichsweise Linearisierung der Lastverformungsbeziehung der Systemstäbe	5
2.3. Anwendung der Methoden der nichtlinearen Elastostatik im Brandfall	7
3. Ergebnisse und ihre Bedeutung	7
3.1. Trag- und Verformungsverhalten statisch unbestimmt gelagerter Stahlbetonstützen im Brandfall	7
3.1.1. Stahlbetonstütze, Eulerfall III	7
3.1.2. Stahlbetonstütze, Eulerfall IV	9
3.1.3. Systematische Untersuchung von statisch unbestimmt gelagerten Stahlbetonstützen bei Variation der Randbedingungen im Brandfall	9
3.1.4. Aufbau von Zwangskräften infolge Dehnungshinderung	12
3.2. Trag- und Verformungsverhalten eines Stahlbeton-T-Rahmens	12
3.3. Trag- und Verformungsverhalten mehrstöckiger verschieblicher Rahmensysteme im Brandfall	16
3.4. Die Anwendbarkeit des Ersatzstabverfahrens im Brandfall	19
4. Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des SFB 148	19
4.1. Vergleich der numerischen Methoden	19
5. Ausblick	21
5.1. zukünftige experimentelle Untersuchungen	21
5.2. Zukünftige numerische Erweiterungen	22

Abkürzungen

EI (t)	Hochtemperatur-Biegesteifigkeit
EA (t)	Hochtemperatur-Dehnsteifigkeit
H.T.	Hochtemperatur
H.T.K.	Hochtemperaturkriechen
M	Biegemoment
N	Normalkraft
N_r	Zwangskraft
T	Temperatur
v	Verformungen senkrecht zur Stabachse
$\epsilon_{t,p}$	Dehnung unter Lastangriff
$\epsilon_{t,o}$	Dehnung unter Temperaturbeanspruchung
$\kappa_{t,p}$	Krümmung unter Lastangriff
$\kappa_{t,o}$	Krümmung unter Temperaturbeanspruchung
ρ	Krümmungsradius
ζ	Kennzahl für die Geometrie des Rahmens
	$\zeta = h_s/d_R$
\tilde{U}	Geometrische Schlankheit
	$\tilde{U} = h_s/d$

1. Problem- und Aufgabenstellung

Die brandschutztechnische Klassifizierung von Stahlbetonbauten erfolgte bisher weitgehend über die Beurteilung des Brandverhaltens der Einzelbauteile. Bei derartigen Untersuchungen wird die Feuerwiderstandsklasse entsprechend DIN 4102 eines Bauteils häufig ohne Rücksicht auf die Interaktion benachbarter Bauteile festgelegt. Dieses Vorgehen wird zwangsläufig bei der Übertragung der an Einzelbauteilen ermittelten Versuchsergebnisse auf hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke nicht mehr zulässig sein.

Der in der Praxis am häufigsten auftretende Fall ist der, daß die Bauteile der Gesamtkonstruktion miteinander monolithisch verbunden sind und ihre wechselseitige Einwirkung im Brandfall die Bestimmung des Versagenszustands entscheidend beeinflussen. Der Bruchzustand kann im Brandfall insbesondere durch noch deutlicher auftretende Kräfteumlagerungen entweder als Stabilitätsbruch oder aber als Materialbruch erfolgen. Wichtig ist aber für das Tragverhalten des Gesamtsystems die Interaktion von Riegeln und Stielen.

Ziel des vorliegenden Beitrages ist es, zur Klärung der oben aufgezeigten Probleme beizutragen. Im Rahmen dieses Beitrags werden zunächst Stabsysteme untersucht, wobei im Vordergrund Stahlbetondruckglieder und komplexe Rahmensysteme stehen werden. Durch Laterallasten belastete Durchlaufsysteme können mit den aufgestellten Rechenprogrammen als Sonderfall ebenfalls untersucht werden. In der begrenzten Zielsetzung des Beitrages wird jedoch das Verhalten solcher Bauteile im Brandfall nicht behandelt.

2. Angewandtes Rechenverfahren

Durch die genaueren Kenntnisse der Materialeigenschaften ist es erst überhaupt möglich geworden, das Verformungsverhalten des heterogenen Baustoffs Stahlbeton bei Raum- und auch bei hohen Temperaturen rechnerisch besser zu erfassen.

Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Stahlbeton ist in den Rechenverfahren von folgenden Voraussetzungen auszugehen:

- a) materialmäßige Nichtlinearität,
- b) geometrische Nichtlinearität.

Unter materialmäßiger Nichtlinearität wird eine nicht lineare Beziehung zwischen dem Beanspruchungs- und dem Verformungszustand des Materials verstanden.

Bei Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität wird der Gleichgewichtszustand am verformten System unter Zugrundelegung von wirklichkeitsnahem Werkstoffverhalten des Stahlbetons iterativ berechnet, wobei im allgemeinen die Verformungen der Stäbe als "endliche" Größe angenommen werden. Damit gilt für die Krümmung der Biegelinie eines Stabes die Gleichung

$$\frac{1}{\rho} = -v'' \quad (2.1)$$

2.1. Einführung der Hochtemperatur-Steifigkeiten für beliebig bewehrte Stahlbetonstäbe

In diesem Beitrag kann das in [22] aufgezeigte Rechenverfahren nur in kurzen Grundzügen erörtert werden.

Um in der inelastischen Verformungsberechnung zu sinnvollen Näherungen zu gelangen, wird längs der Stabachsen des Systems eine dem Beanspruchungs-Verformungszustand schrittweise angepaßte Linearität eingeführt. Diese Linearität wird als "Hochtemperatursteifigkeit (H.T.-Steifigkeit)" bezeichnet und im folgenden erläutert:

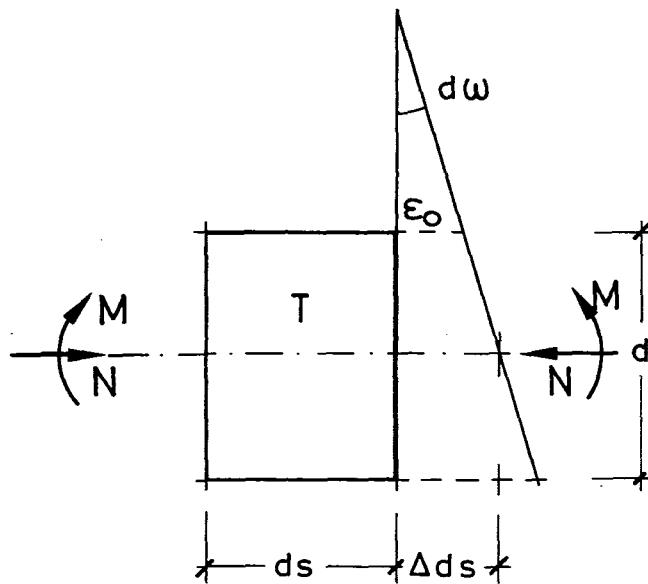


Bild 2.1: Verformung eines Stabelementes infolge M,N und T

Ein Stabelement der Länge ds erfährt unter den Beanspruchungen von N , M und T eine Winkelabweichung $d\omega$ und eine Dehnung ds . Zwischen den beiden angrenzenden Querschnittsebenen gilt

$$d\omega = (\kappa_{t,p} + \kappa_{t,o}) \cdot ds \quad (2.2)$$

$$\Delta ds = (\epsilon_{t,p} + \epsilon_{t,o}) \cdot ds \quad (2.3)$$

Aus den Gleichungen (2.2) und (2.3) können die Hochtemperatursteifigkeiten berechnet werden, wobei die Krümmungen und Dehnungen des Stabelements in Zwangsbeanspruchung um den Betrag der thermischen Verformungen des Querschnitts reduziert werden.

Die Glieder $\kappa'_{t,o}$ und $\epsilon_{t,o}$ sind bei Raumtemperatur naturgemäß gleich Null. Dieser Zustand wurde in der Fachliteratur ausführlich behandelt [11, 23]. Die Krümmung $\kappa'_{t,o}$ kann nur dann auch im Brandfall gleich Null sein, wenn die Symmetriebedingungen erfüllt sind.

2.2. Bereichsweise Linearisierung der Lastverformungsbeziehung der Systemstäbe

Die bereichsweise Linearisierung des Last-Verformungsverhaltens der Systemstäbe im Brandfall geschieht in der Weise, daß die "H.T.-Steifigkeiten" an den festgelegten diskreten Punkten längs der Stabachsen abhängig von dem Beanspruchungszustand des Systems nacheinander ermittelt werden. Die schematische Durchführung der Berechnung kann wie folgt angegeben werden:

- a) Berechnung der instationären Temperaturverteilung im Querschnitt nach Differenzenverfahren,
- b) Berechnung der örtlichen Krümmungs- und Dehnungsgrößen unter Temperatureinwirkung,
- c) Berechnung der örtlichen Krümmungs- und Dehnungsgrößen unter Lastangriff,
- d) Berechnung der örtlichen "H.T.-Steifigkeiten" der Stabelemente nach den Gleichungen (2.2) und (2.3).

Über die "H.T.-Steifigkeiten" der Systemstäbe läßt sich generell sagen, daß die Biegesteifigkeiten zu jedem Zeitpunkt der Brandbeanspruchung einen annähernd konstanten Verlauf längs der Stabachsen besitzen. Zum Plastifizierungszeitpunkt findet im Bereich des Versagensquerschnitts jedoch ein deutlicher Abfall der örtlichen Biegesteifigkeiten statt, was sich durch ein ausgeprägtes Minimum in der "H.T.-Steifigkeit" bemerkbar macht.

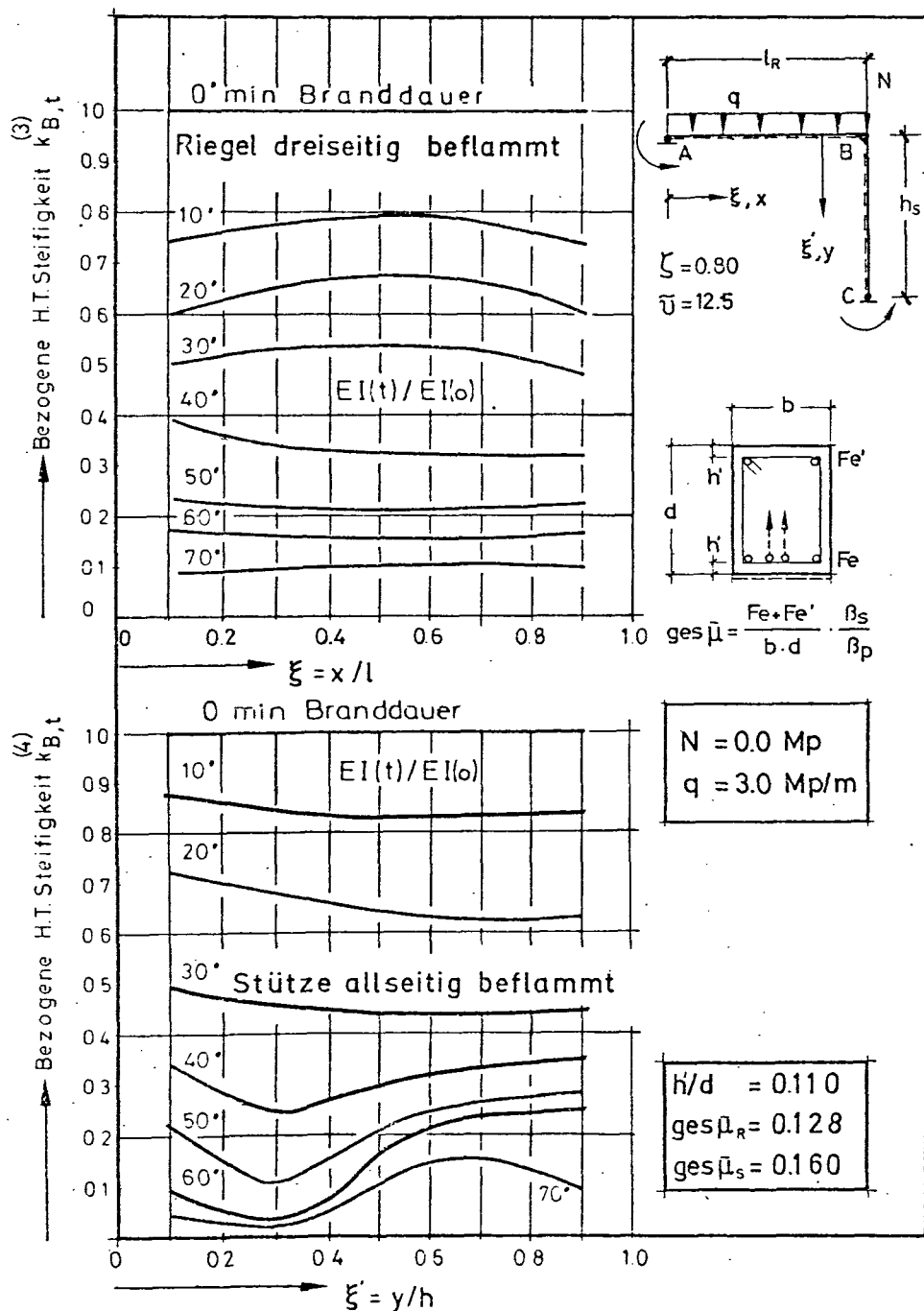


Bild 2.2: "H.T.-Biegesteifigkeiten" prismatischer Stahlbetonstäbe im Brandfall

2.3. Anwendung der Methoden der nichtlinearen Elastostatik im Brandfall

Die Einführung der "H.T.-Steifigkeiten" bedeutet eine vorteilhafte Weiterentwicklung bei der Durchführung von Traglastberechnungen im Brandfall, womit eine Traglastberechnung mit bekannten statischen Methoden abgewickelt werden kann. Dabei werden die Stäbe längs eines Stabelements mit konstanten, längs der Stabachse im Bereich der Stabelemente jedoch mit sprunghaft veränderlichen Steifigkeiten in jedem Iterationszyklus in die Berechnung einbezogen.

Es kann dabei sowohl das Kraftgrößen- als auch das Weggrößen-Verfahren verwendet werden. Vergleichsrechnungen haben jedoch gezeigt, daß das Kraftgrößen-Verfahren einen wesentlichen Vorteil gegenüber anderen Methoden hat; in diesem Fall weist es eine ausgesprochen gute Konvergenz auf.

Im übrigen ist das geschilderte Linearisierungsverfahren auch zur Ermittlung einer Stabendsteifigkeit aus den integrierten Größen der beiden Gleichungen (2.2) und (2.3) längs der Stabachse bei Benutzung des Weggrößenverfahrens leicht anzuwenden [36].

3. Ergebnisse und ihre Bedeutung

Mit dem hier kurz skizzierten Rechenverfahren wurde bei Variation verschiedener Parameter das Trag- und Verformungsverhalten ebener Stahlbeton-Stabsysteme systematisch untersucht. In diesem Abschnitt soll über einige Untersuchungsergebnisse berichtet werden.

3.1. Trag- und Verformungsverhalten statisch unbestimmt gelagerten Stahlbetonstützen im Brandfall

3.1.1. Stahlbetonstütze, Eulerfall III

Auf Bild 3.1a sind die Biegelinien einer oben gelenkig und unten eingespannten symmetrisch bewehrten Stütze mit $30 \times 30 \text{ cm}^2$ Querschnitt und 3,75 m Höhe eingetragen. Die Stütze weist am Kopf eine planmäßige Ausmitte von 1,0 cm auf und ist durch eine relativ hohe Normalkraft von 80 Mp belastet. Die Biegelinien sind hier nur nach Theorie II. Ordnung eingetragen. Es wird deutlich, daß das "Weichwerden" der Stütze und da-

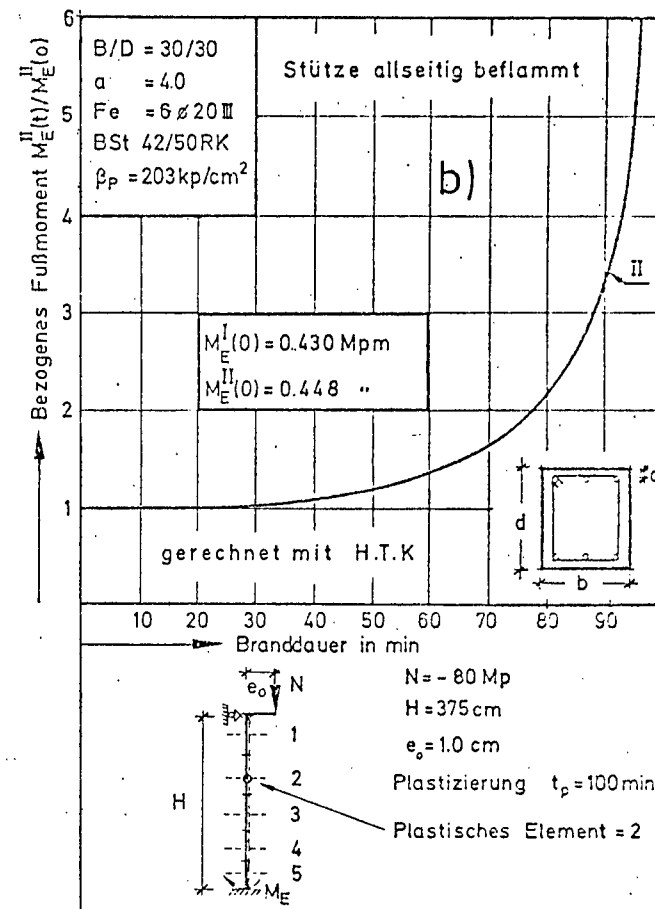
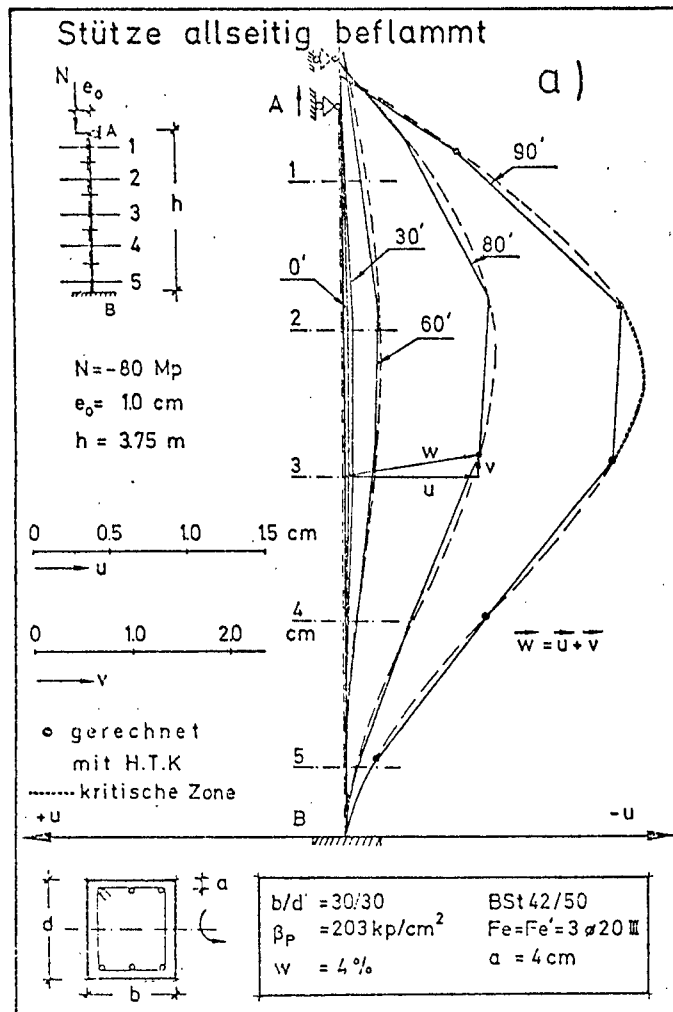


Bild 3.1: Verformungs-Beanspruchungszustand einer Stahlbetonstütze im Eulerfall III

mit auch das Auftreten größerer Verformungen erst nach 70 - 80 min Branddauer beginnt. Die Entstehung einer kritischen Zone im mittleren Bereich der Biegelinie ist dadurch ebenfalls erkennbar. Dieses Verhalten beeinflusst naturgemäß auch den Verlauf des Biegemoments an der Einspannstelle, welcher in Bild 3.1b eingetragen ist.

Der Anstieg des Einspannmomentes ist bis etwa 70 Minuten Branddauer gering. Erst mit dem Auftreten der größeren Verformungen steigt das Einspannmoment sehr rasch an, um die geometrische Kompatibilität an der Einspannstelle sicherzustellen. Im Gegensatz zu dem Eckmomentenverlauf z. B. eines einhüftigen Rahmens ist bei der statisch unbestimmten Stütze wegen der starren Einspannung am Stützenfuß ein progressiver Momentenanstieg zu erwarten.

3.1.2. Stahlbetonstütze, Eulerfall IV

In Bild 3.2 sind die Biegelinien einer oben und unten eingespannten Stütze mit $30 \times 30 \text{ cm}^2$ Querschnitt und 6,0 m Höhe dargestellt. Die Stütze ist mit einer Normalkraft von 50 Mp belastet.

Ein solches Bauteil ist als ein Ausschnitt aus einer durch mehrere Geschosse durchlaufenden Stütze zu betrachten. Infolge eines Brandes im 1. und 2. Obergeschoß eines mehrgeschossigen Rahmensystems wird die Stütze im Eulerfall IV auch durch eine horizontale Last in der Stützenmitte belastet. Dieser Fall ist deshalb möglich, weil durch die Dehnung der Geschosßdecken im Brandfall die Stützenmitte nach außen geschoben wird. Die eingetragenen Biegelinien der Stütze zeigen deutlich die Entstehung einer kritischen Zone in der Stützenmitte. Schließlich wird der Bruch-Zeitpunkt bei 120 Minuten Branddauer durch einen Stabilitätsbruch erreicht.

3.1.3. Systematische Untersuchung von statisch unbestimmt gelagerten Stahlbetonstützen bei Variation der Randbedingungen im Brandfall

Um den Einfluß der Auflagerbedingungen und die Lastausmitte auf die kritische Zeit von Stützen zu untersuchen, wurde die Stütze Nr. 5 (s. A 1 - 2) unter systematisch variierten Randbedingungen nachgerechnet. Die Rechener-

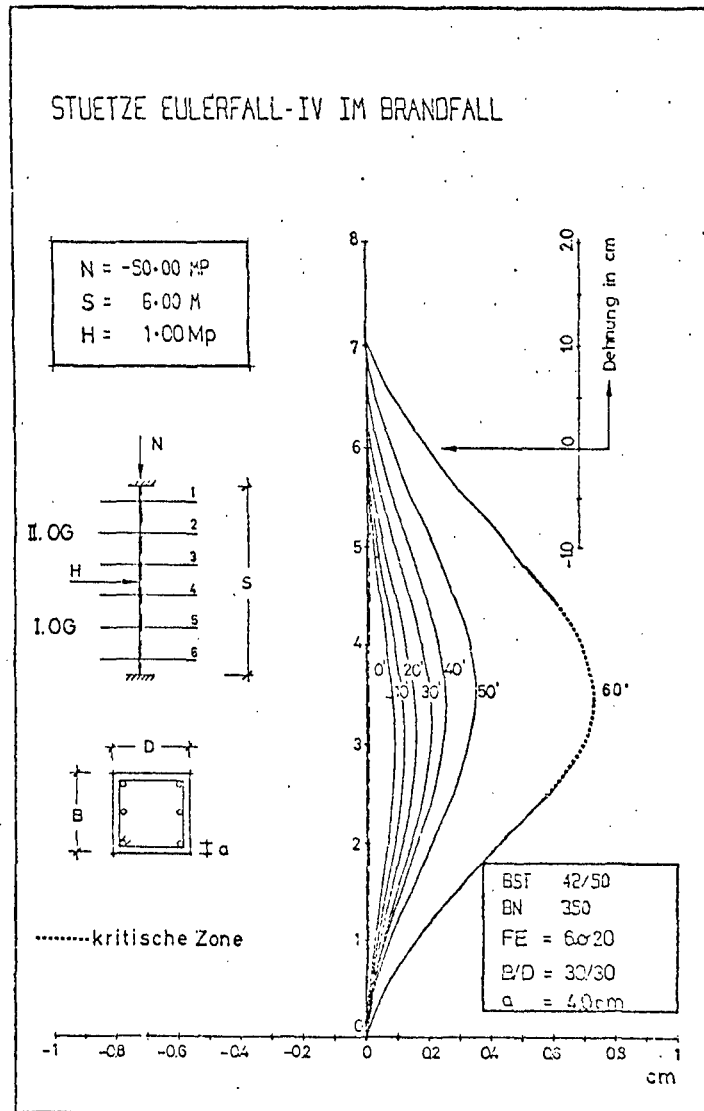


Bild 3.2: Verformungsfigur einer Stahlbetonstütze, Eulerfall IV im Brandfall

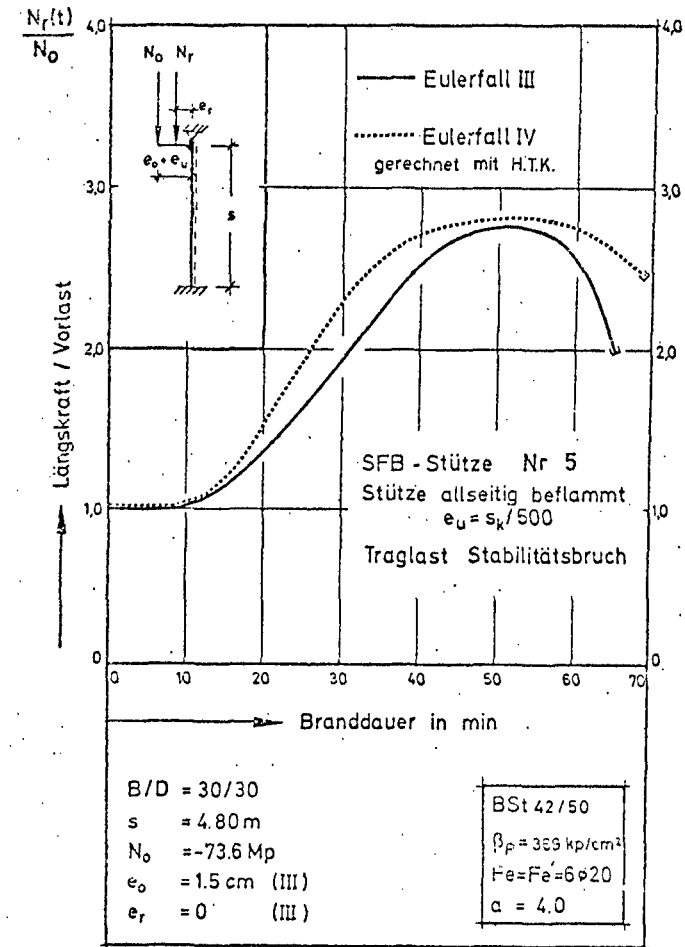


Bild 3.3: Entwicklung der Zwangskräfte bei hyperstatischen Stahlbetonstützen im Brandfall

gebnisse wurden in Tabelle 1 zusammengestellt. Folgende Parameter wurden variiert:

- Auflagerbedingungen entsprechend Eulerfall II - IV,
- planmäßige Lastausmitte für $e_o = 0$ und $e_o = 1,5$ cm,
- Ausmitte der Zwangskraft infolge Längsdehnungsbehinderung.

Nach den erzielten Rechenergebnissen kann festgestellt werden:

- Durch steigende statische Unbestimmtheit der Auflagerbedingungen wird der Versagenszeitpunkt hinausgezögert (vergl. 1 und 7).
- Infolge der vollen Längsdehnungsbehinderung ist ein Traglastverlust von 40 - 50 % zu beobachten (vergl. 1 und 3, 4 und 6, 7 und 8).
- Die Zwangsausmitte hat im untersuchten Bereich einen geringeren Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer. Der Einfluß der ausmittigen Belastung bei dieser Stütze im Eulerfall II ist praktisch Null und kann im Eulerfall III nur mit 5 Minuten unterschiedlicher Dauer auf den Versagenszeitpunkt angegeben werden (vergl. 5 und 6).

Stütze Nr. 5 $e_u = s_k / 500$								
Eulerfall	Bemerkung	e_r in cm	e_o in cm	s in m	β_p kp/cm ²	β_s kp/cm ²	kritische Zeit in min	statisches System
1) II	frei (dehnbar)	0	1.5	4.80	369	4600	75	
2) II	Relaxation (Dehnbehinderung)	0	1.5	"	"	"	45	
3) II	Relaxation	0.5	1.5	"	"	"	45	
4) III	frei	0	1.5	"	"	"	105	
5) III	Relaxation	0	1.5	"	"	"	65	
6) III	Relaxation	0.5	1.5	"	"	"	60	
7) IV	frei	0	0	"	"	"	120	
8) IV	Relaxation	0	0	"	"	"	70	

Tabelle 1: Parameter der rechnerisch untersuchten hyperstatischen Stahlbetonstützen im Brandfall

3.1.4. Aufbau von Zwangskräften infolge Dehnungsbehinderung

Bei vollständiger Dehnungsbehinderung werden die Zwangskräfte unter der Voraussetzung ermittelt, daß sie jede Längenänderung der Stütze über die Zwängungsebene hinweg wieder rückgängig machen. Bei der Berechnung der Zwangskräfte sind die "H.T.-Dehnsteifigkeiten" der Stabelemente von Bedeutung.

In Bild 3.3 sind die rechnerisch auftretenden Zwangskräfte während der Branddauer eingetragen. Es ist deutlich zu erkennen, daß die ermittelten Zwangskräfte nach 10 Minuten Brandbeanspruchung steil ansteigen. Beispielsweise betrugen sie nach 50 Minuten Branddauer den 2,7-fachen Wert der Anfangsbelastung. Nach Durchlaufen eines Maximums nehmen die Zwangskräfte bis zum Stabilitätsbruch des Systems wieder ab [27].

Die Anstiegsraten der Zwangskräfte sind in beiden Eulerstützen geringfügig unterschiedlich. Dieses ist deshalb der Fall, weil die Stützen differenzierte Querverformungen wegen der Auflagerbedingungen während der Branddauer aufweisen. Der abfallende Ast der Zwängungskurve ist zum einen durch das Materialgesetz von Stahlbeton bei Hochtemperaturen, zum anderen aber durch die sehr rasch ansteigenden Stützenverformungen zum Zeitpunkt des Bruchzustandes zu erklären.

3.2. Trag- und Verformungsverhalten eines Stahlbeton-T-Rahmens

Ein T-Rahmensystem stellt einen wirklichkeitsnahen Ausschnitt aus einem komplexen Rahmensystem dar, weil dieses System gegenüber dem einhäufigen Rahmen gleichzeitig auch die Durchlaufwirkung des Rahmenriegels berücksichtigt und somit das Verhalten komplizierter Rahmentragwerke eher wiederzugeben vermag.

Auf dem Bild 3.4 sind die Geometrie, die Bewehrungsführung und die Auflagerbedingungen des gewählten T-Rahmens dargestellt. Die Brandbeanspruchung soll entsprechend der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102 erfolgen. Der Riegel soll dreiseitig, die Stützen sollen allseitig vom Feuer umgeben werden.

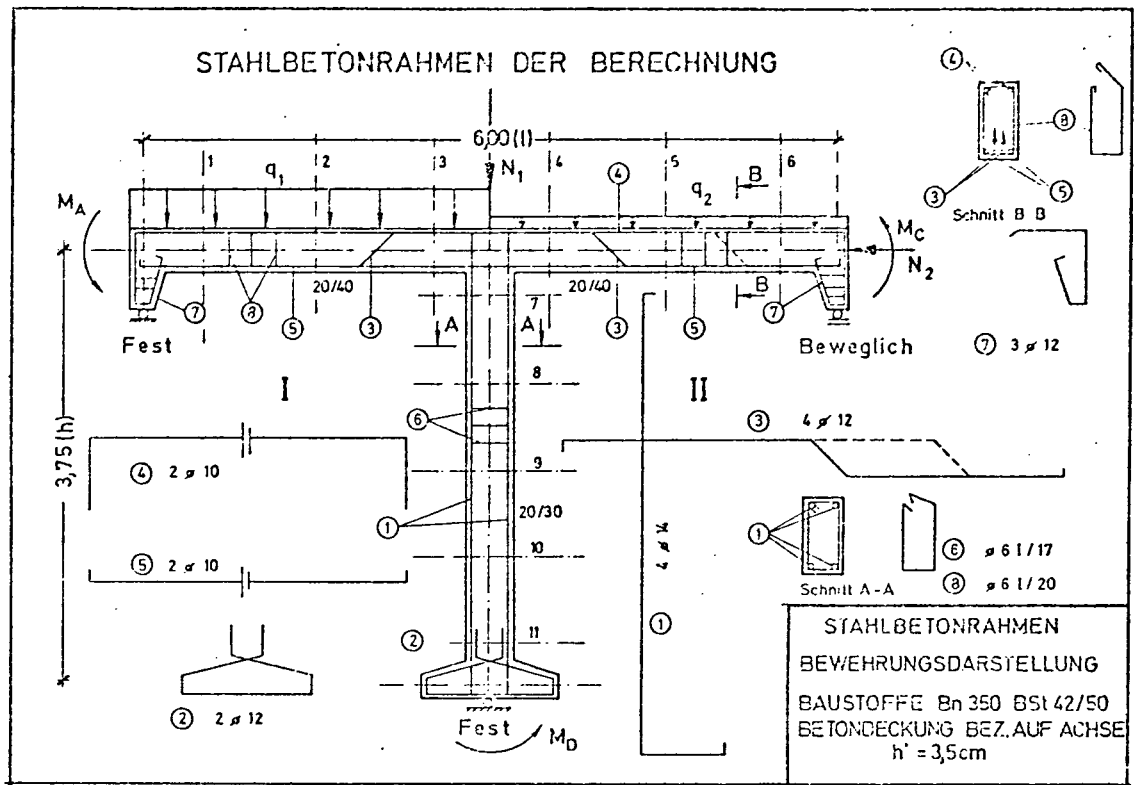


Bild 3.4: Geometrie und Bewehrungsführung des untersuchten Stahlbeton-T Rahmens

Das System ist zweifach statisch unbestimmt und weist deshalb erhebliche zusätzliche Erschwernisse gegenüber einem einhüftigen Rahmen auf. Der Bruchzustand des Systems kann entweder durch einen Stabilitätsbruch in der Stütze oder aber durch Entstehung einer dreifachen Gelenkkette eintreten, wobei bei der Aufstellung des Programms alle evtl. vorkommenden plastischen Gelenkzustände berücksichtigt werden müssen. Auf dem Bild 3.5 sind die Momentenverläufe am Knotenpunkt B des Riegels dargestellt. Die Biegemomente sind als bezogene Größen eingetragen. Die Absolutgrößen dieser Momente zum Zeitpunkt $t = 0 \text{ min}$ sind deshalb gesondert angegeben.

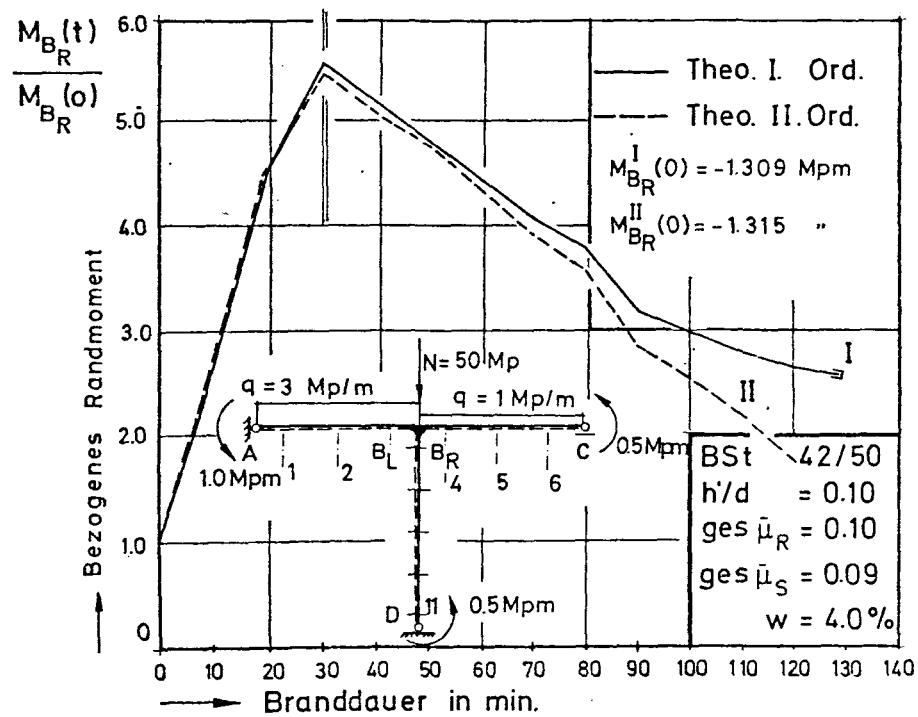
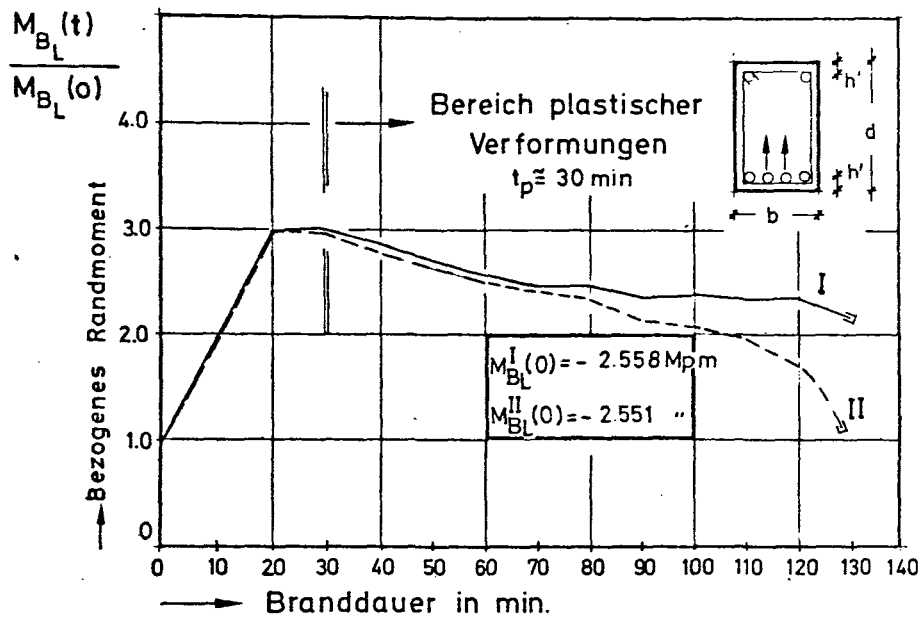


Bild 3.5: Verlauf der Stabendmomente des untersuchten T-Rahmens im Brandfall

Interessant ist der unterschiedliche Anstieg der beiden Momente B_1 und B_R innerhalb der ersten 30 Minuten Branddauer. Am linken Schnittufer des Knotens B ist ein dreifacher, am rechten Schnittufer dagegen ein fünf- bis sechsfacher Momentenanstieg (der Querschnitt wurde auch im Feld 2 zur Aufnahme der Belastung q_1 bemessen) gegenüber dem kalten Zustand zu verzeichnen. Dieses ist vor allem eine Folge der vorgegebenen unterschiedlichen Riegelasten von 3 bzw. 1 Mp/m. Ein anderer Grund für dieses Verhalten ist darin zu sehen, daß durch die Stützen-
dehnung erhebliche Zwängungen entstehen, weil die beiden Auflager A und C in vertikaler Richtung unbeweglich sind.

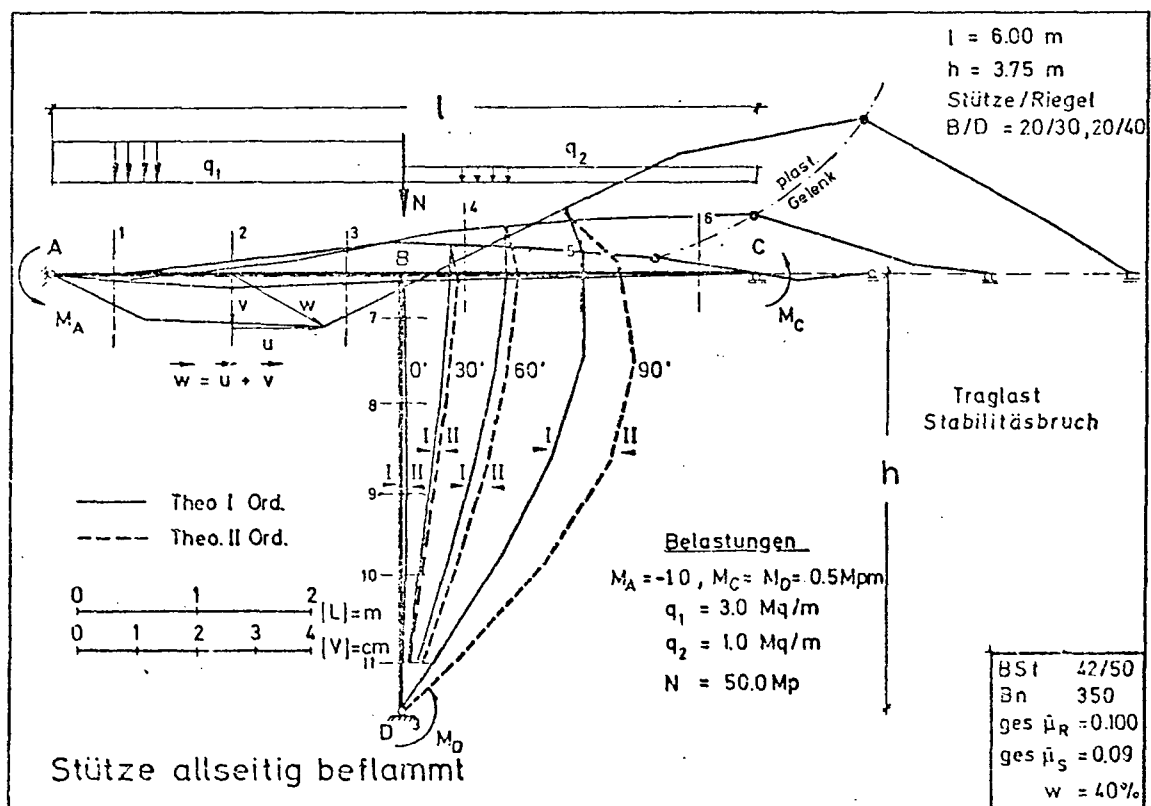


Bild 3.6: Verformungsbild des untersuchten Stahlbeton-T-Rahmens

Durch den schnellen Anstieg des Stabendmomentes M_{BR} unterliegt der gesamte rechte Riegelbereich rasch einer negativen Momenten-Beanspruchung. Nach Entstehung einer plastischen Zone ist der Momentenverlauf degressiv, bis ein Stabilitätsbruch der Stütze nach etwa 120 - 125 min der

Brandbeanspruchung zum Versagen des Systems führt.

Auf dem Bild 3.6 ist die Verformungsfigur des T-Rahmens nach verschiedenen Branddauern dargestellt. Es ist deutlich zu sehen, daß der Riegel des Rahmens im Laufe der Brandbeanspruchung eine sinusähnliche Verformungsfigur annimmt. Auch die Bildung des plastischen Gelenks in verschiedenen Zeitabschnitten ist hier zu erkennen.

Aus den rechnerischen Untersuchungen an T-Rahmen im Brandfall konnten bisher folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

1. Die kritische Branddauer steigt mit zunehmender statischer Unbestimmtheit an. Gegenüber dem einhüftigen Rahmen sind Erhöhungen von 50 % und darüber zu erwarten.
2. Die geometrische Nichtlinearität dagegen reduziert sich im Vergleich zu einem einhüftigen Rahmen.
3. Die Kräfteumlagerungen treten beim T-Rahmen ausgeprägter in Erscheinung als beim einhüftigen Rahmen. Dieses läßt sich durch die höhere Anzahl der möglichen Plastizierungen erklären, d. h. die nichtplastizierten Stäbe übernehmen zusätzliche Lasten aus den "weicheeren" Stäben.

3.3. Trag- und Verformungsverhalten mehrstöckiger verschieblicher Rahmensysteme im Brandfall

Die allgemeine Anwendung des hier vorgestellten Rechenverfahrens soll an einem nach baupraktischen Gesichtspunkten, im Prinzip jedoch beliebig wählbaren Stahlbetonrahmen (z. B. viergeschossig) demonstriert werden.

Das Rahmensystem soll an den Knoten verschieblich und an den Auflagern eingespannt sein (s. Bild 3.7). Die Geschoßdecken sollen aus Fertigteilplatten bestehen, so daß im Brandfall zwischen dem Rahmenriegel und den Stahlbeton-Platten keine schubfeste Verbindung vorhanden ist, wodurch sehr hohe Zwängungen erzeugt würden.

Verschiebliches Rahmentragwerk der Berechnung

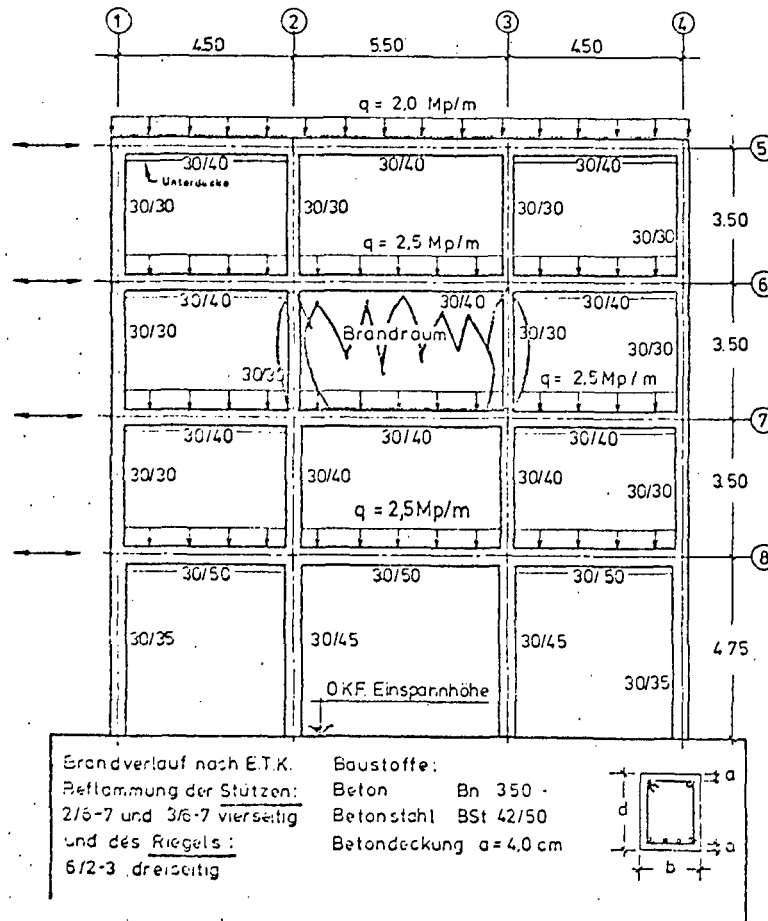


Bild 3.7: Geometrie des untersuchten mehrgeschossigen verschieblichen Stahlbeton-Rahmens

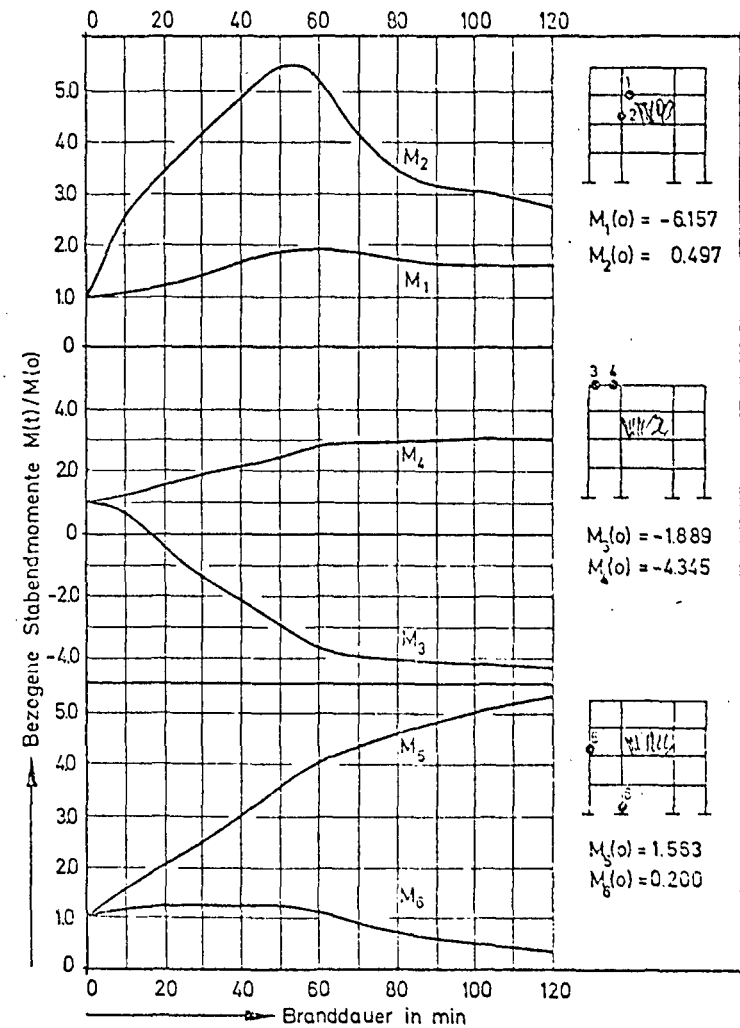


Bild 3.8: Verlauf der Stabmomente im Brandfall

Es wurde angenommen, daß im 3. Obergeschoß im mittleren Feldbereich ein Feuer ausbricht, wobei hier der Brandverlauf entsprechend der Einheitstemperaturkurve angenommen wird.

Im unmittelbaren Bereich des Brandraums wurde für die Stützen eine vierseitige, für den Riegel eine dreiseitige Brandbeanspruchung angenommen und für alle anderen Bauteile konstante Raumtemperaturen angesetzt.

Auf dem Bild 3.8 sind die Momentenverläufe an charakteristischen Stabendpunkten des Rahmentragwerkes dargestellt. Folgende Erkenntnisse wurden gewonnen:

Im Bereich des Brandraums steigen die Stabendmomente mit fortschreitender Branddauer an. Nach Durchlaufen eines Maximums sind die Momentenverläufe jedoch degressiv. Am Riegelende ist nur ein 2-facher und am Stützenende dagegen ein 5,5-facher Momentenanstieg zu beobachten. Durch Riegellängsdehnung wird eine erhebliche Zwängung in den Stützenfuß eingeleitet. Der rasche Abbau dieses Moments nach 60 Minuten Branddauer kann durch den Steifigkeitsverlust in der Stütze erklärt werden.

Durch die Dehnung der Stützen im Brandraum wird der oberste Dachriegel nach oben gedrückt, wodurch ein kontinuierlicher Momentenanstieg im Punkt 4 zu verzeichnen ist.

Im Punkt 3 ist der Momentenverlauf degressiv, nach etwa 15 Minuten Branddauer treten sogar positive Momente am Stabende auf.

Die Randstützen des 3. Obergeschosses werden nur indirekt vom Feuer beansprucht. Der Riegel im Brandraum dehnt sich aus und schiebt den angrenzenden Gebäudeteil nach außen. Dadurch wird am Stützenfuß im Punkt 5 ein kontinuierlicher Momentenanstieg erzeugt. Dagegen werden die Erdgeschoßstützen infolge der Feuereinwirkung auf die darunter liegenden Bauteile nur geringfügig beansprucht.

3.4. Die Anwendbarkeit des Ersatzstabverfahrens im Brandfall

Die rechnerischen Untersuchungen an statisch unbestimmten Stützen haben weiterhin auch einige generelle Erkenntnisse gebracht, worüber hier noch berichtet werden soll. Ein bekanntes Verfahren zur Berechnung komplizierter Stabwerke ist die Rückführung der Systemstabilität des Tragwerks auf die Stabstabilität und die Analyse derselben. Mit diesem Verfahren wird naturgemäß die gegenseitige Interaktion der einzelnen Systemteile nur näherungsweise berücksichtigt. Die Anwendung dieses Verfahrens wird bei den statisch unbestimmten Systemen im Brandfall sehr problematisch bzw. unmöglich. Auf dem Bild 3.9 ist deutlich zu sehen, daß die Knicklänge des Ersatzstabes der hier untersuchten statisch unbestimmten Stütze nicht konstant, sondern abhängig von der Branddauer und damit zeitlich veränderlich ist. Die theoretischen und die unmittelbar zugehörigen Untersuchungen, die auf dem Ersatzstabverfahren basieren, werden deshalb nur auf statisch bestimmte Systeme angewendet. Statisch unbestimmte Systeme können dagegen grundsätzlich nicht mit diesem Verfahren behandelt werden.

Sinngemäß sind solche Überlegungen auch auf den Fall nicht symmetrisch beheizter Bauteile zu übertragen. Vorliegende Untersuchungen haben schon jetzt ergeben, daß partiell beflammete Bauteile Knickfuguren ergeben, die nicht mit den bekannten klassischen Knickfällen zu behandeln sind. Die darüber vorliegenden Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen, sollen jedoch in zukünftigen Arbeiten verstärkt Berücksichtigung finden.

4. Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des SFB 148

4.1. Vergleich der numerischen Methoden

Für den Brandfall wurde bisher kein effektives Rechenverfahren für statisch unbestimmte Stahlbetonsysteme, insbesondere Rahmentragwerke und Stahlbetonstützen, entwickelt. Die Gründe sind in erster Linie darin zu sehen, daß das Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen im Brandfall durch eine Vielzahl von Parametern beeinflusst wird.

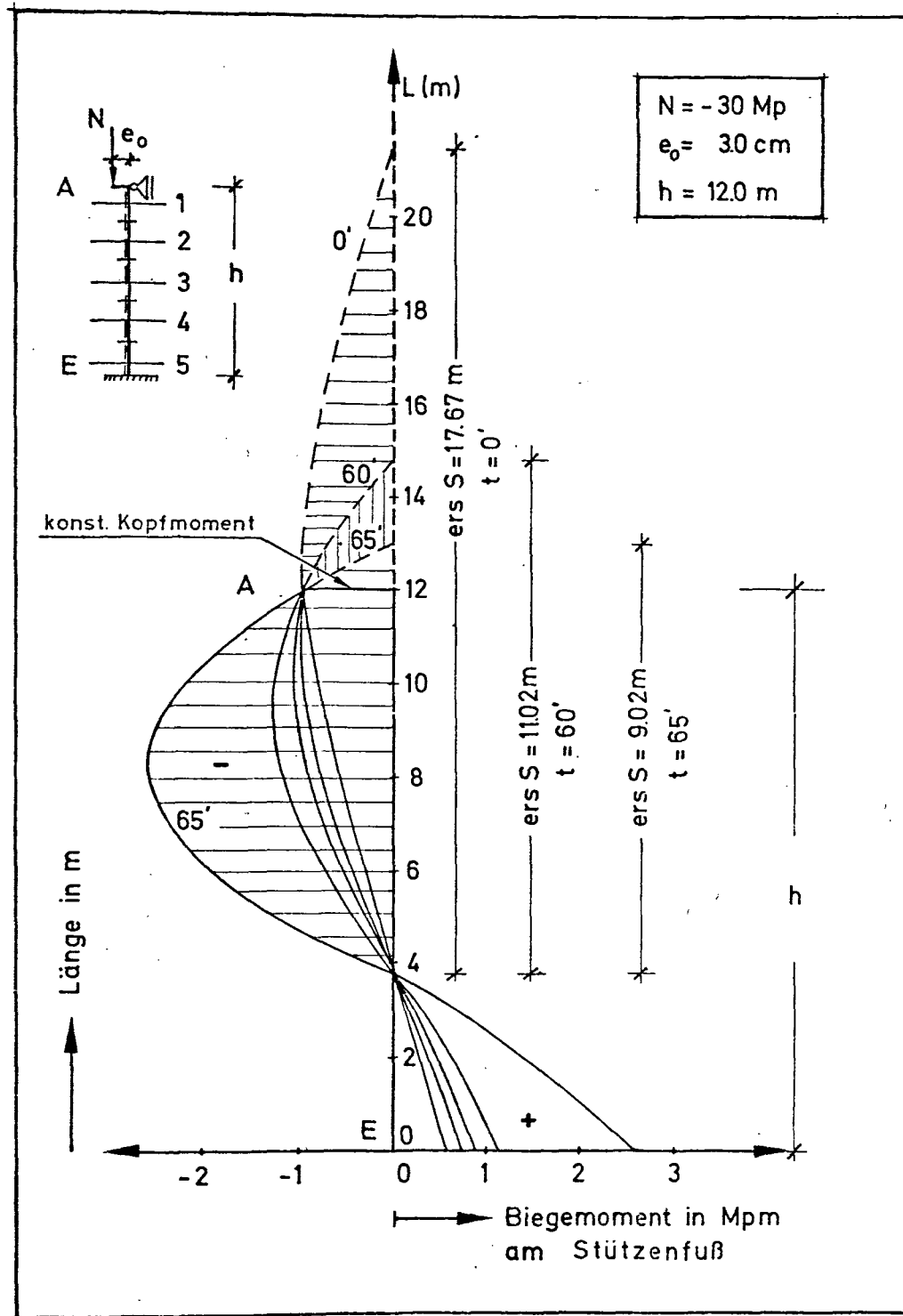


Bild 3.9: Verlauf der Knicklänge einer Stahlbetonstütze, Eulerfall III im Brandfall

Ein weiterführendes bekanntes Rechenverfahren für Rahmentragwerke wurde von Bresler et. al. [9] entwickelt. Die Verfasser berücksichtigen insbesondere die materialmäßige Nichtlinearität des Materials. Das von Bresler für Rahmentragwerke entwickelte Verfahren arbeitet in der Weise, daß aus den von der Temperatur- und Beanspruchungsgeschichte abhängigen Materialgesetzen durch vorgegebene Verformung die inneren Schnittkräfte und die Systemsteifigkeitsmatrix durch eine dreidimensionale Diskretisierung ermittelt werden. Die Verformungen werden dann so lange iterativ korrigiert, bis die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind. Breslers Ergebnisse stimmen qualitativ mit den Ergebnissen in [22] überein.

In Breslers Arbeit wird jedoch lediglich eine Verformungsrechnung nach der Theorie I. Ordnung entwickelt. Auf eine Traglastberechnung nach Theorie II. Ordnung wird nicht eingegangen.

5. Ausblick

5.1. Zukünftige experimentelle Untersuchungen

Die experimentellen Untersuchungen von Stahlbetonstützen sollten sich vornehmlich auf die Bereiche konzentrieren, die im Bauwerk insbesondere statisch unbestimmte Auflagerbedingungen aufweisen. Wie in Abs. 4 eindeutig gezeigt wird, ändert sich bei solchen Bauteilen der Beanspruchungszustand ständig mit fortschreitender Branddauer. Dieser Vorgang führt zu einer kontinuierlichen Änderung des statischen Systems. Die experimentellen Untersuchungen an hyperstatischen Einzelbauteilen können daher wichtige Ergebnisse liefern, die rechnerisch auf komplexe Tragwerksysteme übertragen werden sollen. Folgende experimentelle Untersuchungen bedürfen daher künftig einer verstärkten Aufmerksamkeit:

1. Statisch unbestimmt gelagerte Stahlbetondruckglieder bei systematischer Variation der Randbedingungen, insbesondere dehnungsbehinderte Druckglieder und partiell beflamnte Druckglieder.
2. Statisch unbestimmte Rahmensysteme
 - a) Untersuchung der Gültigkeit des Ersatzstabverfahrens mit gekoppelten Stützen-/Rahmen-Versuchen,
 - b) Untersuchung des Einflusses der zeitlich-örtlichen Beflammung auf die Traglast,
 - c) Untersuchung einer optimalen Bewehrungsführung aus der Sicht der Brandschutztechnik,
 - d) partielle Relaxation und Dehnbehinderung der Riegel und Stiele im Rahmensystem.

5.2. Zukünftige numerische Erweiterungen

Als vordringlich erscheint die Erweiterung des Programmpakets von einhüftigen Rahmen auf mehrgeschossige und verschiebbliche Rahmensysteme unter Berücksichtigung der Interaktion der Riegel und Geschoßplatten. Diese Aufgabe setzt sich mit der Lösung der höchst komplizierten Probleme des Stahlbetonbaus im Brandfall auseinander und erfordert daher eine intensive und schrittweise Lösung der einzelnen Teilprobleme.

A 1 - 6

Das Brandverhalten von Stahlstützen - Versuche und Berechnung

von

Dipl.-Ing. F. Hoffend

	Seite
1. Stand der Erkenntnisse	2
2. Angewandte Methoden	2
2.1. Rechenverfahren	2
2.1.1. Thermische Randbedingungen	2
2.1.2. Traglastanalyse	4
3. Ergebnisse und ihre Bedeutung	4
3.1. Versuchsaufbau	4
3.1.1. Belastung	6
3.1.2. Temperaturmessung	7
3.2. Versuchsergebnisse	7
3.2.1. Temperaturverteilung	7
3.2.2. Verformungen	8
3.2.3. Kritische Temperaturen bzw. Versagenszeit- punkte	10
3.3. SFB-Versuche und ihre rechnerische Überprüfung . . .	10
3.4. BAM-Versuche und ihre rechnerische Überprüfung . . .	10
3.5. Diskussion der Ergebnisse	11
3.6. Parameterstudie	11
4. Vergleich mit anderen Arbeiten	13
4.1. Temperaturermittlung	13
5. Offene Fragen	15

1. Stand der Erkenntnisse

Noch Anfang der 70er Jahre wurde für Stahlstützen unter Brandbelastung in einigen Veröffentlichungen [41, 57] eine konstante kritische Temperatur postuliert. In Arbeiten neueren Datums wird auf den Einfluß der Schlankheit, der Belastung, der Eigenspannungen der Profile, der Temperaturverteilung im Querschnitt und längs der Stützenachse, der Profilform und der Erwärmungsgeschwindigkeit hingewiesen [12, 56, 44].

Eine rechnerische Bestimmung der kritischen Temperatur erfolgt durch Ermittlung von Knickspannungs- bzw. Traglastkurven, in welche die Abhängigkeit der kritischen Spannungen von der Schlankheit und der Temperatur eingearbeitet sind (Bilder 1a,b). Diese Methoden zur Berechnung der kritischen Temperatur von zentrisch belasteten Stahlstützen zeigen deutlich voneinander abweichende Ergebnisse und finden keine Bestätigung in den Ergebnissen der Versuche, die an Stahlstützen in der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) [31] durchgeführt wurden.

2. Angewandte Methoden

Ziel der theoretischen Untersuchung sollte es sein, mit Hilfe eines Rechenprogramms nach dem Traglastverfahren eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung zu erreichen und Aufschluß über die verschiedenen Einflüsse zu gewinnen.

Neben Ergebnissen aus Versuchen, die in der BAM ausgeführt wurden, lagen Versuchsergebnisse aus Untersuchungen an Stahlstützen im Stützenbrandhaus des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" vor.

2.1. Rechenverfahren

2.1.1. Thermische Randbedingungen

Zur Bestimmung der maßgebenden, zeitlich veränderlichen Bauteiltemperaturen wurden die thermischen Übergangsbedingungen an Hand gemessener Temperaturverläufe ermittelt.

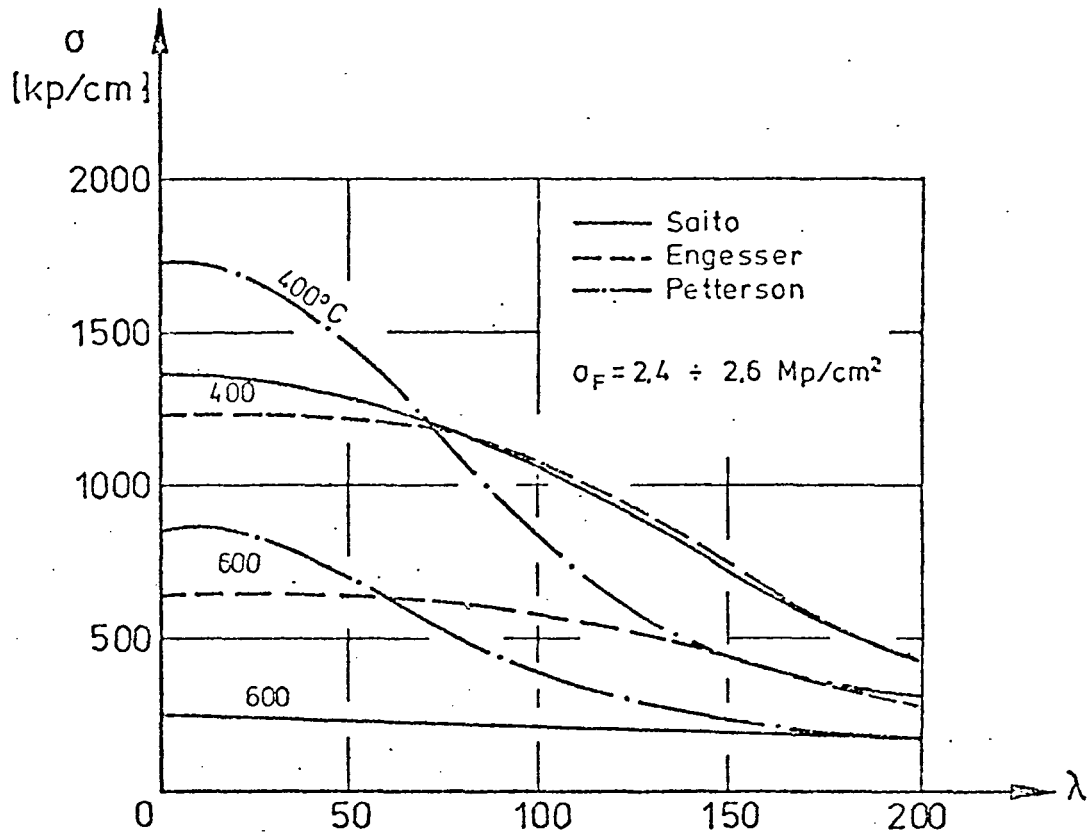


Bild 1a: Knickspannungen bei verschiedenen Temperaturen in Abhängigkeit von der Schlankheit

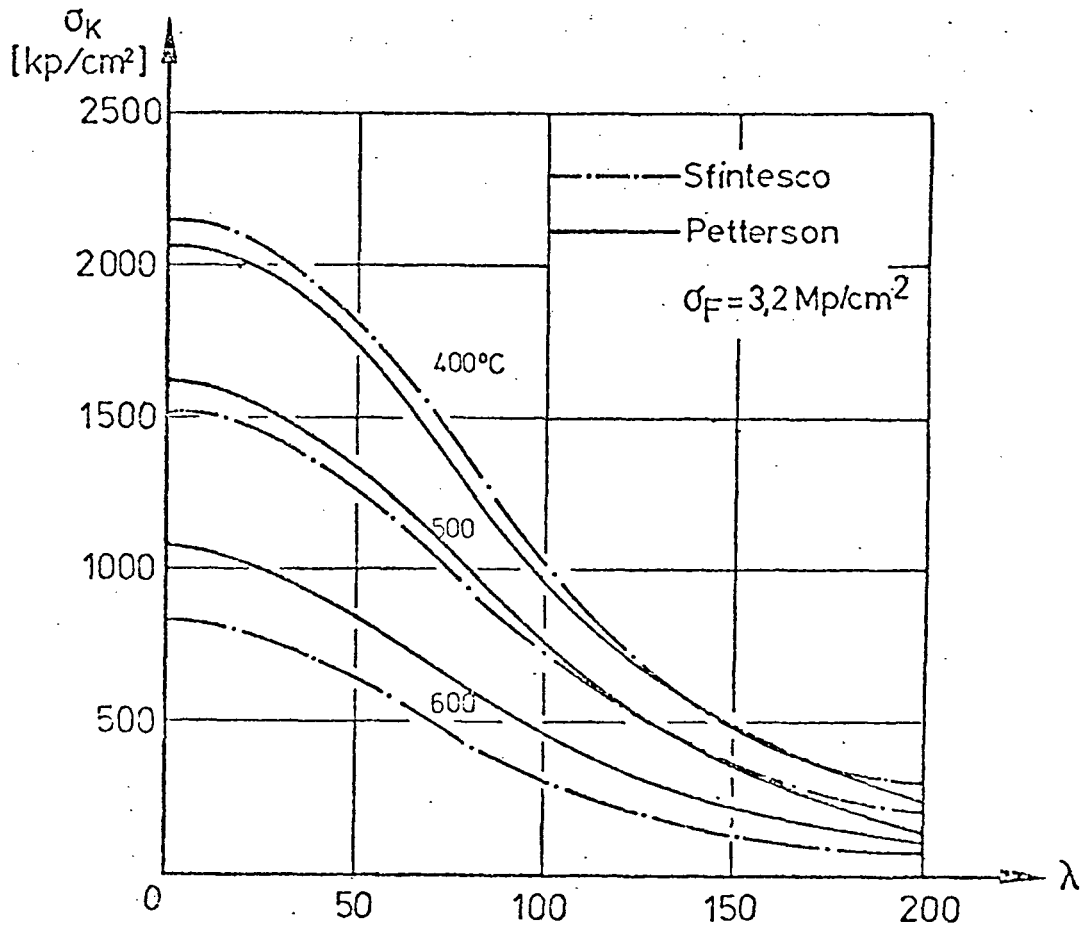


Bild 1b: Knickspannungen bei verschiedenen Temperaturen in Abhängigkeit von der Schlankheit

Entsprechend dem in [56, 10] beschriebenen Verfahren war es dann möglich, für beliebige Profile die Entwicklung der Bauteiltemperaturen vorab zu berechnen, was die thermische Grundlage einer numerischen Traglastprognose darstellt.

Die Bilder 2 und 3 zeigen diese durch Regressionsrechnung gewonnenen $\alpha'(t)$ -Verläufe bzw. die mit der gemittelten Funktion berechnete Entwicklung von Bauteiltemperaturen im Vergleich mit Meßwerten.

2.1.2. Traglastanalyse

Das Rechenverfahren beruht auf dem in [28] beschriebenen Modell einer mehrdimensionalen Diskretisierung; die Materialgesetze sind der gleichen Quelle zu entnehmen.

Für die Erfassung des Querschnitts eines beliebigen Stahlprofils werden Flansch und Stege in Einzelbereiche aufgeteilt. Dadurch kann das stufenweise Plastifizieren des Querschnitts sehr genau erfaßt werden.

Eine Teilung längs der Stabachse ermöglicht die Berücksichtigung von Einflüssen aus Theorie II. Ordnung.

Das Rechenverfahren liefert zu jedem Zeitpunkt die temperaturabhängigen Werte für die maximale Querschnittstragfähigkeit (Theorie I. Ordnung) und eine vollständige Systemanalyse (Theorie II. Ordnung). Damit werden bei schlanken Stützen auch jene Fälle erfaßt, die ein verfrühtes Stabilitätsversagen erwarten lassen.

Mit dem Traglastprogramm gekoppelt ist das zuvor beschriebene Temperaturprogramm.

3. Ergebnisse und ihre Bedeutung

3.1. Versuchsaufbau

Es wurden 8 Brandversuche an unbedeckten Stahlstützen aus St 37 bei definierter Lastausmitte an verschiedenen IPB-Profilen und unterschiedlichen Systemlängen durchgeführt (s. Tabelle 1).

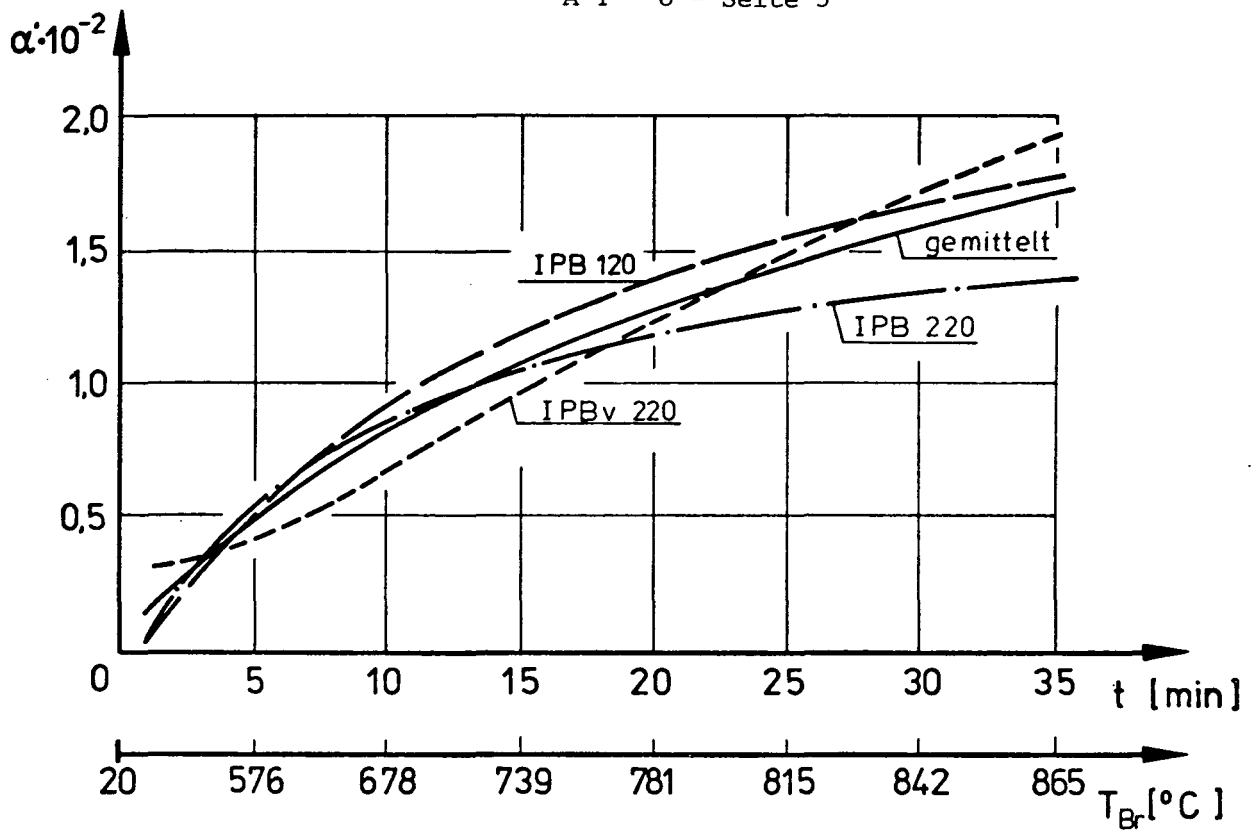


Bild 2: α' -Rechenfunktionen, ermittelt aus 8 Brandversuchen an unbedeckten Stahlstützen

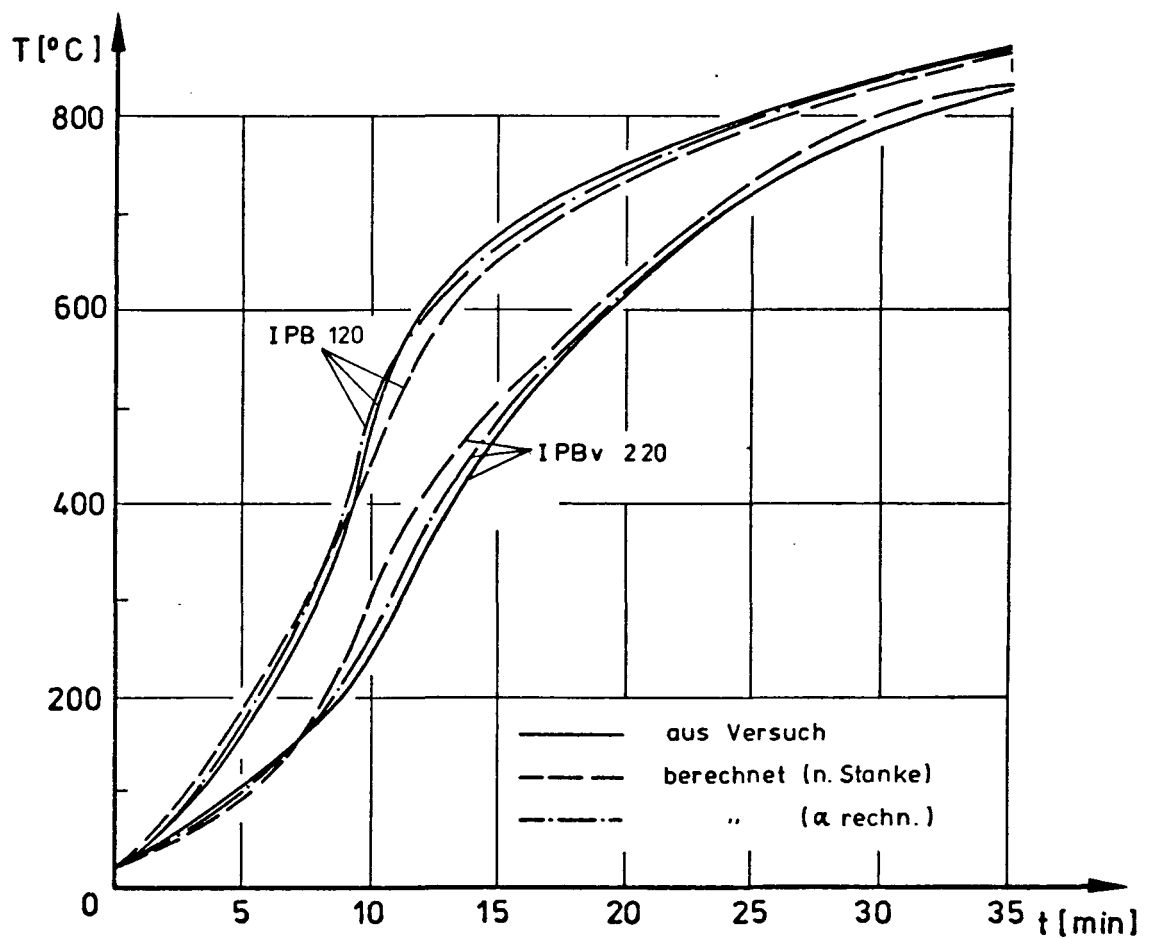


Bild 3: Berechnete Temperaturen mit Hilfe der gemittelten α' -Rechenfunktion sowie α rechn. im Vergleich zu den Versuchstemperaturen

Tabelle 1: Brandversuche an unbedeckten IPB-Profilen aus St 37

Vers.	Profil	$\sigma_{F,vorh.}$	U/F	L	λ	Belastung		$\frac{P}{P_{zul.}}$	T_u	t_u
						$P_{vorh.}$	$e_{vorh.}$			
-	-	kp/cm ²	1/m	m	-	Mp	cm	-	°C	min
1	IPBv 220	2,738	88,7	5,8	59	114,0	4,9 ⁺⁾	1,0	530	23,5 ⁺⁺⁾
2	IPB 120	2,615	201,9	5,8	115	10,5	4,5 ⁺⁾	0,7	555	11,0
3	IPB 120	2,615	201,9	3,8	75	32,4	0	1,0	560	12,0
4	IPBv 220	2,738	88,7	3,8	38	129,2	1,2	0,7	600	18,0
5	IPB 220	2,664	139,6	3,8	40	78,2	1,2	0,7	590	14,5
6	IPB 220	3,152	195,2	3,8	41	79,9	1,2	1,0	560	11,5
7	IPBv 220	2,738	88,7	4,8	49	69,5	1,4	0,4	650	20,5
8	IPB 120	2,615	201,9	4,8	95	10,7	1,2	0,4	685	15,0

+) $e_{vorh.} > e_u$ nach DIN 4114,

++) Brandraumtemperatur unterhalb ETK

Die Lagerbedingungen am Kopf- und Fußpunkt - gelenkige Lagerung um die x-Achse (starke Achse) und Einspannung um die y-Achse (schwache Achse) - wurden durch Halbzylinder als Auflager (Linienlagerung) realisiert (s. Berichte A1-1 und A1-2).

Sämtliche zur Krafteinleitung erforderlichen Kopfplatten waren durch 2 Bleche parallel zum Steg und 1 Blech senkrecht zum Steg ausgesteift.

3.1.1. Belastung

Bei 2 Vorversuchen war die vorgegebene Lastausmitte $e_{vorh.}$ größer als die ungewollte Exzentrizität nach DIN 4114 mit $e_{u(x)} = i_x/20 + S_{k_x}/500$ (Exzentrizität um die x-Achse).

Versuch 3 wurde zentrisch belastet ausgeführt, während bei den 5 restlichen Versuchen $e_{\text{vorh.}} = e_u$ nach DIN 4114 betrug.

Die Belastung P_{zul} wurde anhand der zulässigen Spannung für den Lastfall H (zul. $\sigma = 1,4 \text{ Mp/cm}^2$) nach DIN 1050 und DIN 4114 ermittelt. Bei den verschiedenen Versuchen lagen die Stützenlasten bei 0,4/0,7 bzw. $1,0 \cdot P_{\text{zul}}$.

Die hydraulisch aufgebrachte Last wurde während jedes Versuchs konstant gehalten; die thermisch bedingte Längsdehnung der Stütze wurde daher nicht behindert.

3.1.2. Temperaturmessung

An 6 über die Stützenlänge verteilten Meßstellen wurden sowohl Brandraumtemperaturen als auch jeweils mehrere Oberflächentemperaturen an Steg und Flansch gemessen.

Zusätzlich wurden an Probestücken die Bauteiltemperaturen im Querschnitt bei $t/2$ bzw. $s/2$ festgehalten.

Die Brandraumtemperaturen entsprachen der ETK nach DIN 4102.

3.2. Versuchsergebnisse

3.2.1. Temperaturverteilung

Die Temperaturen an der Stützenoberfläche waren über die Brandhaushöhe gleichbleibend. Lediglich 10 cm über dem Brandraumboden lagen die gemessenen Temperaturen etwa 50°C niedriger.

Da die Stützenenden nur 11 cm bzw. 13 cm außerhalb des Brandraums lagen, kann für die rechnerische Überprüfung mit genügender Genauigkeit von einer über die gesamte Stützenlänge konstanten Bauteiltemperatur ausgegangen werden.

Der Vergleich der Temperaturen an der Stützenoberfläche mit denen in der Mitte des Steges bzw. der Flansche zeigt, daß mit einer von der Blechdicke abhängigen Verzögerung die Temperaturdifferenz $\Delta T = T_{\text{OB}} - T_{\text{ST}}$ abnimmt und bei größeren Versagenszeiten - bekleidete Stützen - vernachlässigt werden kann (Bild 4).

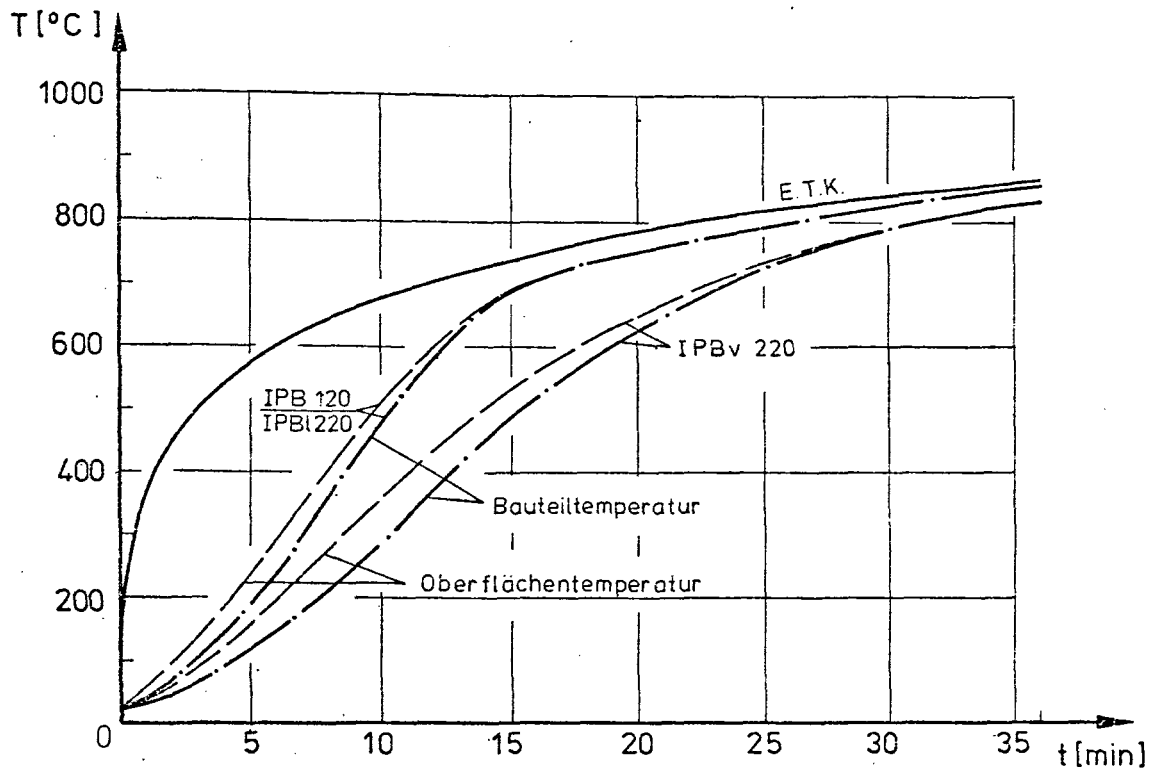


Bild 4: Oberflächen- und Bauteiltemperaturen (bei $t/2$ bzw. $s/2$) für unbekleidete IPB-Profile

Zur rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse an unbekleideten Stahlstützen wurde diese Differenz berücksichtigt. Nach Auswertung sämtlicher Meßdaten ergab sich das in Bild 4 aufgezeigte Aufheizverhalten für die verschiedenen IPB-Profile. Dabei wurden die Flanschttemperaturen berücksichtigt, da die etwas höheren Stegtemperaturen wegen des geringen Anteils des Steges am inneren Biegemoment vernachlässigt werden können. In den Flansch-ecken lagen die Temperaturen $20 - 50^{\circ}\text{C}$ höher als in Flanschmitte.

Da beim Knicken um die x-Achse sämtliche Flanschanteile den gleichen Abstand zur neutralen Faser haben, kann mit von einer gemittelten Flanschttemperatur ausgegangen werden.

3.2.2. Verformungen

Sämtliche Stützen zeigten nach Versuchsende eine - bezogen auf die Stützenmitte - symmetrische einsinnig gekrümmte Verformungsfigur um die x-Achse (Knickrichtung). Auslenkungen um die y-Achse waren nicht festzustellen. Dies bestätigt die definierten Lagerbedingungen.

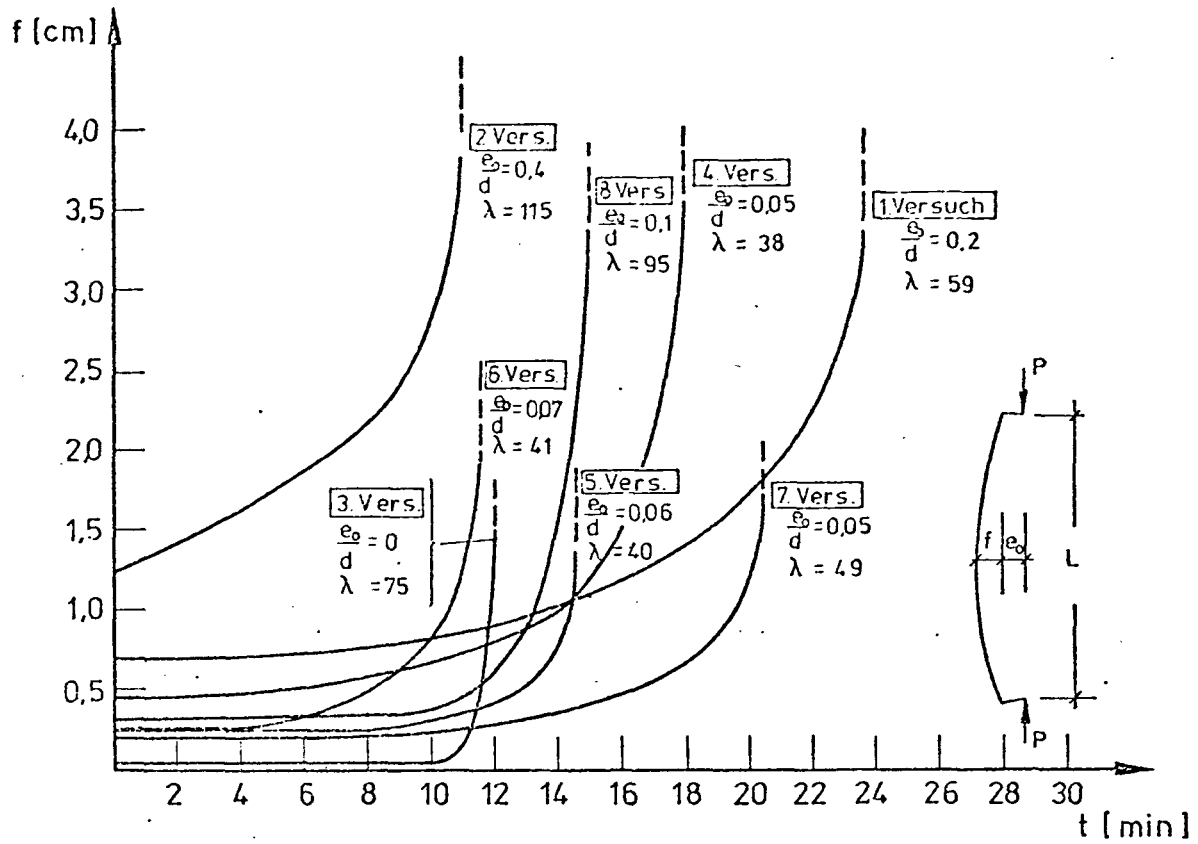


Bild 5: Auslenkungen in Stützenmitte in Abhängigkeit von der Zeit

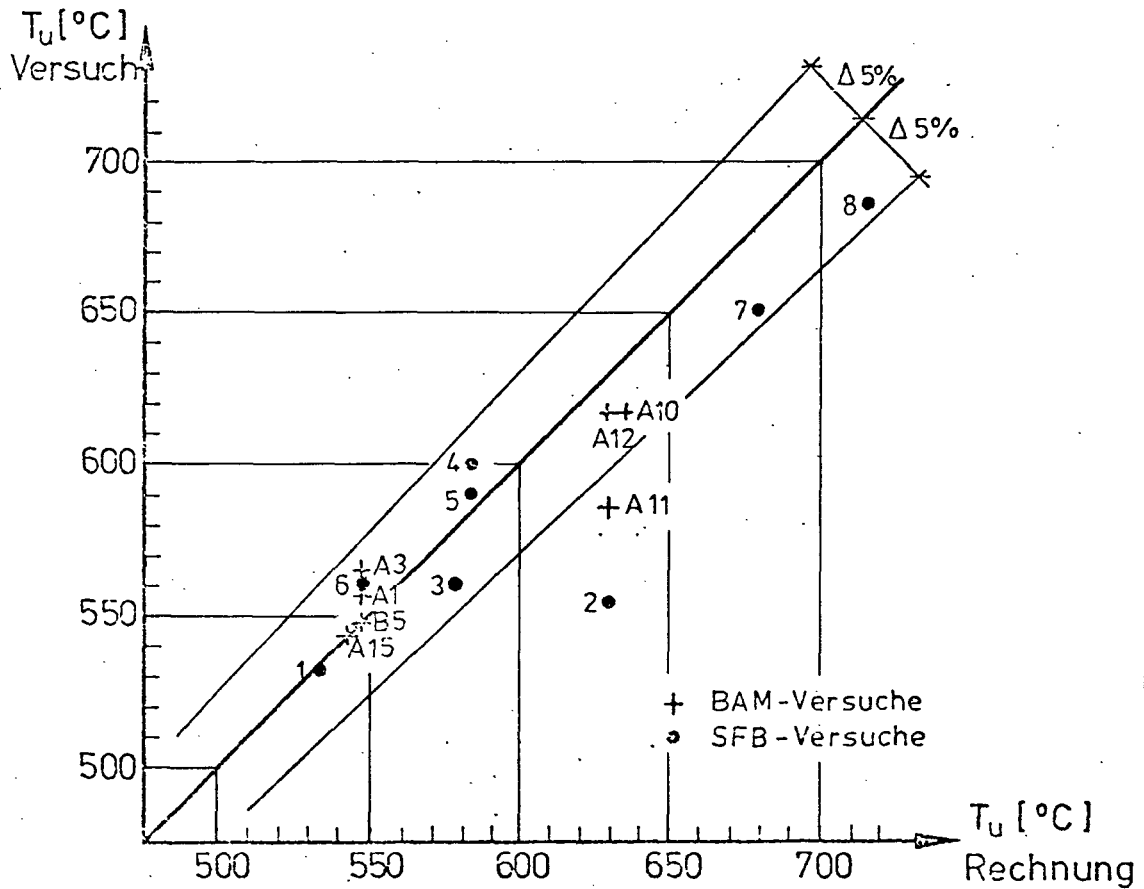


Bild 6: Vergleich der kritischen Temperatur von Stahlstützen aus Versuch und Nachrechnung

Die Verformungen in der Knickrichtung in Stützenmitte zeigten bei den verschiedenen Versuchen eine unterschiedliche Charakteristik (Abb. 5). Es ist ein deutlicher Einfluß der bezogenen Ausmitte e/d ($d \triangleq$ Profilhöhe h) erkennbar.

Während bei den Versuchen mit bezogener Ausmitte $e/d \leq 0,2$ die Verformungen erst unmittelbar vor dem Versagenszeitpunkt die Größenordnung der ungewollten Ausmitte e_u erreichten, zeigte sich bei $e/d > 0,2$ bereits frühzeitig ein Anwachsen der Verformungen und damit ein Einfluß der Theorie II. Ordnung.

3.2.3. Kritische Temperaturen bzw. Versagenszeitpunkte

Die in den Versuchen ermittelten kritischen Temperaturen T_{krit} lagen zwischen 530°C und 685°C , wobei die entsprechenden Versagenszeiten t_u bei 11 min bis 23,5 min lagen (Tabelle 1).

Auch bei 70 % der zulässigen Last nach DIN 4114 entsprachen diese unbekleideten Stützen nicht der Feuerwiderstandsklasse "F 30" nach DIN 4102.

3.3. SFB-Versuche und ihre rechnerische Überprüfung

Vergleichsrechnungen ergaben bei 7 Versuchen eine gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch (Bild 6). Die Temperaturdifferenzen (Versuch - Rechnung) betrugen -30°C bis $+15^\circ\text{C}$, das entspricht $\leq 4,4\%$. Die Nachrechnung der Ergebnisse aus Versuch 2, bei dem die Last mit einer Lastausmitte $e_{vorh} = 4,5\text{ cm} > e_u = 1,2$ - bezogene Ausmitte $e/d = 0,4$ - aufgebracht wurde, ergab eine um 75°C höhere kritische Temperatur als im Versuch erreicht wurde (Differenz = $11,9\%$). Hier handelte es sich um eine planmäßig ausmittig belastete Stahlstütze.

3.4. BAM-Versuche und ihre rechnerische Überprüfung

Eine Nachrechnung der Versuchsergebnisse der BAM von bekleideten, zentrisch belasteten und um die y -Achse versagenden Stahlstützen ergab für den gesamten überprüften Schlankheitsbereich bis $\lambda = 204$ ebenfalls eine gute Übereinstimmung der kritischen Temperaturen (Bild 6). Hier ergaben sich, wenn man Versuch A 11 ausnimmt, Temperaturdifferenzen von -15°C bis $+17^\circ\text{C}$, das entspricht $\leq 2,7\%$. Im Vergleich zu den Versuchen A 10 und A 12 hätte die kritische Temperatur von Versuch A 11 höher liegen müssen. Vermutlich lag keine exakt zentrische Lasteinleitung vor. Laut Nachrechnung würde sich die angegebene kritische Temperatur bei einer Lastausmitte von $e_{vorh} = 0,6\text{ cm}$ einstellen.

3.5. Diskussion der Ergebnisse

Die Vergleichsrechnungen bestätigen, daß mit dem vorgestellten Traglastprogramm die kritische Temperatur von zentrisch belasteten, bekleideten und unbekleideten Stahlstützen unter Berücksichtigung der Schlankheit, beliebiger Profilform und Knickrichtung ausgezeichnet vorausberechnet werden kann.

Unbekleidete Stahlstützen mit einer Aufheizgeschwindigkeit von $C \sim 50 \text{ }^{\circ}\text{C/min}$ und bekleidete Stahlstützen mit $C = 5 - 10 \text{ }^{\circ}\text{C/min}$ zeigten die gleichen kritischen Temperaturen. Zeitabhängige Warmkriecheinflüsse sind mithin ohne Einfluß auf das Tragverhalten derartiger Bauteile.

3.6. Parameterstudie

Während bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse die tatsächlich vorhandenen Fließspannungen berücksichtigt wurden, wurde bei einer Parameterstudie die zulässige rechnerische Fließspannung $\sigma_F = 2400 \text{ kp/cm}^2$ nach DIN 17 100 in Rechnung gestellt. Die Belastung entsprach der zul. Last nach DIN 4114. Als Versagenskriterium galt die Bedingung:

kritische Lastexzentrizität \leq ungewollte Ausmitte n.DIN 4114.

Bild 7 zeigt den deutlichen Einfluß der Schlankheit, der Profilform und der Knickrichtung auf die kritische Temperatur von zentrisch belasteten Stahlstützen. Im Schlankheitsbereich $\lambda \leq 115$ liegen die Versagenstemperaturen bei sämtlichen Profilen bei etwa $500 \text{ }^{\circ}\text{C}$, während mit zunehmender Schlankheit ($140 \leq \lambda \leq 200$) die kritische Temperatur bis über $600 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ansteigt.

Abb. 8 zeigt den Einfluß des Belastungsgrades und der Schlankheit. Eine Reduzierung der Belastung auf $0,7$ bzw. $0,4 \cdot P_{zul}$ bewirkt beispielsweise bei IPB-Profilen eine Erhöhung der kritischen Temperatur von jeweils 60 bis $100 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Da die vorhandenen Fließspannungen bei Walzprofilen in der Regel über dem rechnerischen σ_F nach DIN 17 100 liegen, kann generell - auf der sicheren Seite liegend - die kritische Temperatur von zentrisch belasteten Stahlstützen aus Walzprofilen mit $\geq 500 \text{ }^{\circ}\text{C}$ festgelegt werden.

Bei schlanken Stützen stellen sich nicht unwesentlich höhere kritische Temperaturen ein. So erhöht sich die kritische Temperatur bei einer Stütze mit der Schlankheit $\lambda = 200$ und einer Belastung von $0,7 \cdot P_{zul}$ auf etwa $700 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

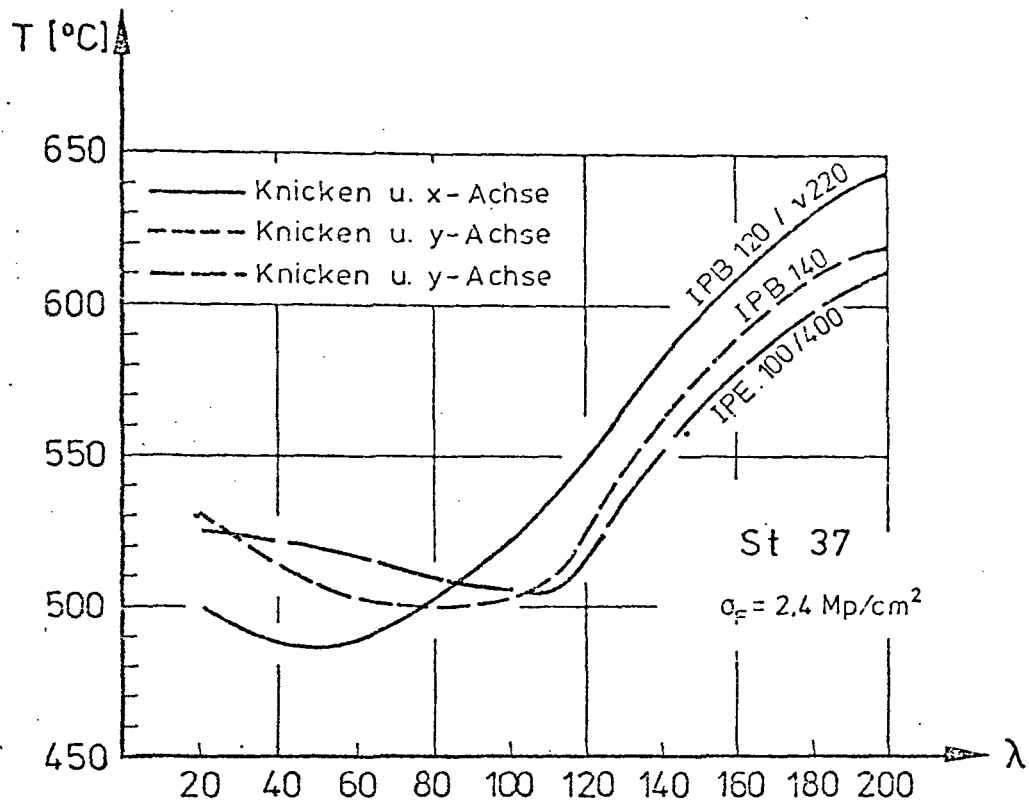


Bild 7: Einfluß von Profilform, Knickrichtung und Schlankheit auf die kritische Stahltemperatur von Stahlstützen

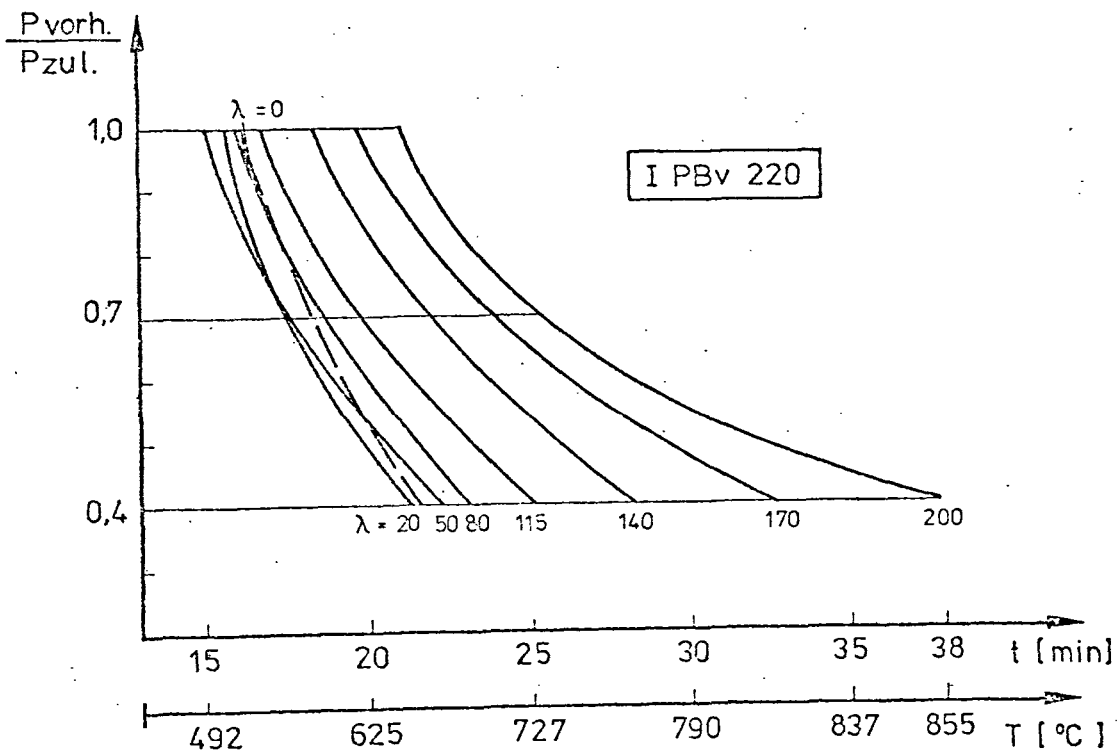


Bild 8: Einfluß von Belastung und Schlankheit auf die kritische Temperatur von Stahlstützen

4. Vergleich mit anderen Arbeiten

In einigen Veröffentlichungen [56, 44, 55, 25] werden Knickspannungskurven für beliebige Temperaturstufen ohne Berücksichtigung der Profilform und der Knickrichtung vorgestellt. Der Schnittpunkt der σ_{zul} -Kurve mit einer Temperaturknickspannungskurve ergibt für die jeweilige Schlankheit die zugehörige kritische Temperatur.

Tatsächlich sind solche Knickspannungskurven im Schlankheitsbereich $\lambda \leq 115$ (St 37) deutlich von Profilform und Knickrichtung abhängig [62]. Außerdem werden unterschiedliche temperaturabhängige Materialkennndaten verwendet. Dies erklärt die differierenden Ergebnisse bei der Vorausbestimmung der kritischen Temperaturen in entsprechenden Veröffentlichungen.

Mit dem vorgestellten Rechenprogramm läßt sich die kritische Temperatur für beliebige Profile und Knickrichtungen berechnen. Weitere Einflüsse wie Eigenspannungen und/oder unterschiedliche Temperaturen im Profilquerschnitt sowie Vorverformungen der Stütze und planmäßige Lastausmitten können ohne weiteres berücksichtigt werden.

Da das Stützenbrandhaus des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" die Möglichkeit bietet, Stützen mit verschiedenen Abmessungen unter eindeutigen Lagerbedingungen zentrisch und exzentrisch belastet zu prüfen, sind sämtliche Rechenergebnisse durch entsprechende Versuche überprüfbar.

4.1. Temperaturermittlung

Nach [31] können die Bauteiltemperaturen von Stahlprofilen mit Hilfe der linearen Differentialgleichung

$$\frac{dT_{St}}{dt} = \frac{\alpha'}{c_{St} \cdot \varrho_{St}} \cdot \frac{U}{F} (T_{Br} - T_{St})$$

ermittelt werden, wobei die α' -Rechenfunktion durch Regressionsrechnung aus Versuchsergebnissen gewonnen wird und unabhängig von Profilform und Profilmassfaktor U/F ist.

Bild 3 zeigt, daß eine gewisse Abhängigkeit vom Profilmfaktor U/F vorhanden ist. Der Vergleich der mit der gemittelten α' -Rechenfunktion errechneten Temperaturkurven für verschiedene Profile mit den im Versuch gemessenen Stahltemperaturen (Bild 4) zeigt für sämtliche Profile die gleiche Tendenz. Erst in den höheren Temperaturbereichen besteht eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Temperaturen.

Unter der Voraussetzung, daß die Heißgasgeschwindigkeit W und das Emissionsverhältnis ϵ_r bekannt sind, läßt sich die Wärmeübergangszahl α rechnerisch bestimmen. Sie besteht aus einem konvektiven und einem Strahlungsanteil:

$$\alpha = \alpha_K + \alpha_S$$

Der konvektive Wärmeübergang kann nach Schneider [51] mit der Näherungsformel

$$\alpha_K = (7,38 + 0,00224 \cdot T_{Br}) \cdot W^{0,5}$$

berechnet werden.

Der Strahlungsanteil ergibt sich nach Ehm [16] zu:

$$\alpha_S = \frac{\epsilon_r \cdot c_s}{T_{Br} - T_{St}} \left[\left(\frac{T_{Br} + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_{St} + 273}{100} \right)^4 \right];$$

hierbei ist c_s die Strahlungszahl des schwarzen Körpers.

Bei einer Heißgasgeschwindigkeit von $W = 10$ m/s und einem Emissionswert von 0,4 betrug die Differenz zwischen berechneten und im Versuch gemessenen Stahltemperaturen im gesamten Temperaturbereich ≤ 15 °C. Im Vergleich dazu lagen die Temperaturdifferenzen bei der Ermittlung nach Stanke [56] bei ≤ 40 °C (Bild 3).

Für unbedeckte Stahlprofile mit einer Aufheizgeschwindigkeit von ~ 50 °C/min liegen die entsprechenden Zeitunterschiede bei < 1 min.

5. Offene Fragen

Bei den rechnerischen Untersuchungen wurde davon ausgegangen, daß die temperaturabhängigen Materialkennlinien für St 37 mit denen von Betonstahl nach Klingsch [28] identisch sind.

Die Nachrechnung von Versuch 2 läßt erkennen, daß diese Materialkennlinien für ausmittig belastete Stahlstützen modifiziert werden müssen.

Das Temperaturverhalten von St 37 wird nach einer Literaturlauswertung von Klingsch [28] mit den in seiner Arbeit angegebenen Minimum-Funktionen besser beschrieben.

Nach zusätzlicher Auswertung neuester Warmkriechversuche [60] wird auch eine Prognose über das Tragverhalten planmäßig ausmittig belasteter Stahlstützen aus St 37 bzw. St 52-3 sowie der Einfluß der Längsdehnungsbehinderung möglich sein.

Zur Bestätigung dieser rechnerischen Untersuchungen sollten entsprechende Versuche am Stützenbrandhaus des SFB 148 durchgeführt werden. Diese Ergebnisse werden in das zur Zeit entwickelte Rechenprogramm zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer von statisch unbestimmten Stabtragsystemen einfließen.

Zum Trag- und Verformungsverhalten längs der Stabachse
veränderlich beflammter Stützen

von

Dr.-Ing. A. Haksever

Dr.-Ing. R. Bechtold

	Seite
1. Thermische Beanspruchung einer Außenstütze	2
1.1. Temperatur- und Strömungsfeld, das eine Außenstütze umgeben kann	2
1.2. Thermische Beanspruchung einer Außenstütze	5
1.3. Windeinwirkung auf die thermische Beanspruchung einer Außenstütze	6
2. Rechnerische Untersuchung über das Tragverhalten von Außenstützen im Brandfall	7
2.1. Stand der Erkenntnisse	7
2.2. Angewandtes Rechenverfahren zur Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens	8
2.3. Ergebnisse und ihre Bedeutung	9
2.3.1. Verformungsverhalten einer partiell beflamnten Stahlbeton-Kragstütze	9
2.3.2. Trag- und Verformungsverhalten von Außen- stützen im Brandfall	11
2.4. Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des Sonderfor- schungsbereichs 148	14

1. Thermische Beanspruchung einer Außenstütze

Bei den bisherigen Untersuchungen über das Brandverhalten von Stützen ist man immer davon ausgegangen, daß diese allseitig und auf volle Geschoßhöhe gleichmäßig beflammt wurden.

Da dies im Falle eines Gebäudebrandes oft anders sein kann, wurden im Rahmen der Arbeiten des Teilprojekts A1 erste experimentelle Untersuchungen über die Temperaturverteilung in Stützen, die nicht allseitig gleichmäßig beflammt wurden, durchgeführt [5].

Nimmt man nun den Fall einer Stütze, die in der Außenwand eines Gebäudes steht, so kann diese z. B. in ihrem unteren Teil durch Brüstungselemente vor der Feuereinwirkung geschützt, weiter oben jedoch der vollen Wärmebeanspruchung des Brandes ausgesetzt sein.

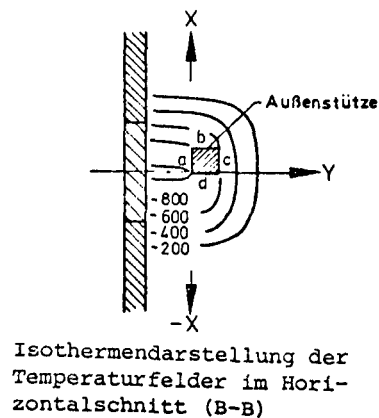
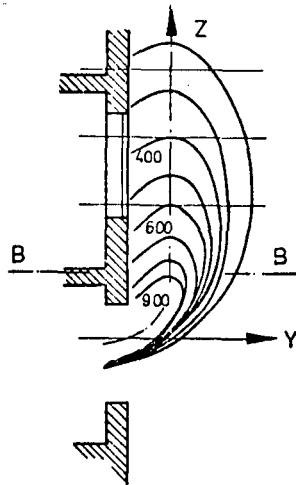
Ebenso kann eine Außenstütze, die v o r der Außenwand eines Gebäudes steht, von der Strahlung getroffen werden, die vom Brandraum ausgeht. Sie wird dann vorwiegend einseitig vom Brand beansprucht. Außerdem können die aus dem Brandraumfenster herausschlagenden Flammen die Stütze auch allseitig umgeben.

1.1. Temperatur- und Strömungsfeld, das eine Außenstütze umgeben kann

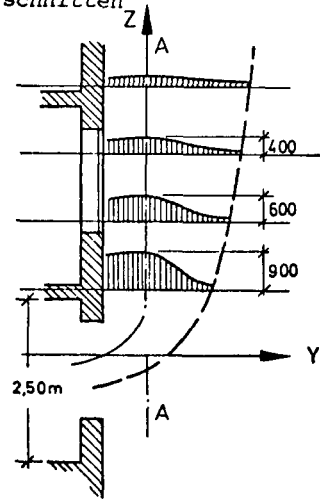
Wie sich das Temperatur- und Strömungsfeld des die Brandraumöffnung verlassenden Heißgasstromes einstellt, zeigt Bild 1. Der Isothermendarstellung des Temperaturfeldes kann man entnehmen, daß die Heißgase mit der Temperatur, die i m Brandraum herrscht, ausströmen und sich auf ihrem - nahezu senkrechten - Weg entlang der Gebäudeaußenwand abkühlen. Diese Abkühlung erfolgt im wesentlichen durch Mischung mit der Kaltluft, welche die strömenden Heißgase aus der Umgebung ansaugen.

Bild 1: Vereinfachte Darstellung der Brandraumbeanspruchung einer Außenstütze (ohne Windeinfluß)

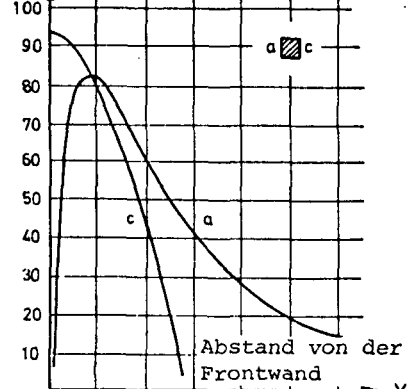
Isothermendarstellung des Temperaturfeldes in einem Schnitt in Fenstermitte rechtwinklig zur Frontwand



Temperaturverlauf in der Symmetrieebene des Heißgasstromes in Horizontalschnitten

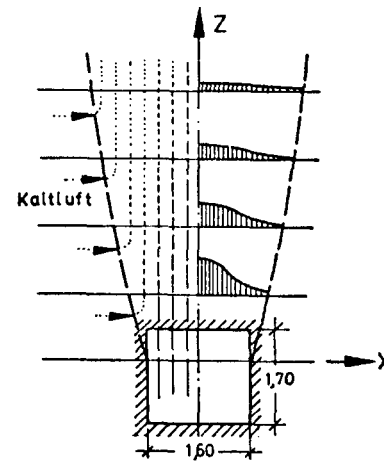


% der Brandbeanspruchung einer Innenstützenfläche

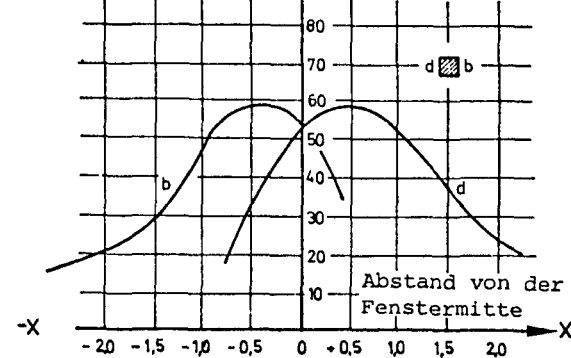


Brandbeanspruchung der dem Brandraum zugekehrten Fläche (a) und der dem Brandraum abgekehrten Fläche (c) eines Außenstützen-elementes in Höhe des Schnittes (B-B)

Strömungsfeld (links) und Temperaturverlauf (rechts) im Heißgasstrom in einem wandparallelen Vertikalschnitt (A-A)



% der Brandbeanspruchung einer Innenstützenfläche



Brandbeanspruchung der "Seitenflächen" einer Außenstütze in Höhe des Schnittes (B-B)

Der Temperaturverlauf in den Horizontalschnitten läßt recht deutlich den Einfluß der Gebäudeaußenwand auf den Mischvorgang erkennen. Da an der Wand keine Kaltluft zuströmen kann, ist das Temperaturgefälle im Heißgasstrom von seiner Achse zu seinem wandnahen Rand wesentlich kleiner als zum freien Rand hin.

Dieses Temperatur- und Strömungsfeld konnte bei den Versuchen von Lehrte [6] ausgemessen werden.

Unter Mitverwendung der Versuchserkenntnisse von Metz [2] und Trenton [4] konnte eine Modellvorstellung vom Heißgasstrom vor der Fassade eines brennenden Gebäudes entwickelt werden [4].

Diese Modellvorstellung gestattet es, für beliebige Temperatur-Zeitverläufe im Brandraum, bei bekannter Geometrie der Brandraumöffnung und bei bekanntem Volumenstrom - dieser läßt sich berechnen, wenn die chemische Zusammensetzung der Brandlast bekannt ist - der ausströmenden Gase, das Temperatur- und Strömungsfeld vor der Fassade mathematisch zu erfassen.

Sowohl die Temperaturen als auch die Strömungsgeschwindigkeiten der Heißgase können nunmehr für jeden Punkt innerhalb des Stromes berechnet werden. Die errechneten Werte stimmen mit den o. a. Versuchsergebnissen gut überein.

Kennt man außerdem noch die Zusammensetzung der Heißgase (speziell den Gehalt an CO_2 , H_2O und Ruß), wie dies z. B. für den Abbrand von Fichtenholz oder Heizöl der Fall ist, können die Wärmeübergangsbedingungen von den Flammen auf eine Außenstütze ebenfalls anhand der aus der Thermodynamik bekannten Gesetze formuliert werden.

Wie der Isothermendarstellung des Temperaturfeldes in einem Horizontalschnitt in Höhe der Brandraumdecke (Schnitt B-B) unmittelbar zu entnehmen ist, kann eine Außenstütze, je nach ihrer Stellung allseitig, dreiseitig (die Seite a fällt dann mit der Außenseite der Frontwand zusammen), zweiseitig (die Außenstütze ist dann unter 45° zur x- bzw. y-Achse an den Rand des Heißgasstromes gewandert) oder einseitig (die Außenstütze ist dann auf der y-Achse entweder an den freien Rand des Heißgasstromes gewandert oder die Seite c schließt bündig an die Außenseite der Frontwand an).

1.2. Thermische Beanspruchung einer Außenstütze

Wenn man als Maß für die Brandbeanspruchung eines Außenstützenflächenelementes die zu jedem Zeitpunkt des Brandes übertragene Wärmestromdichte \dot{q} [kcal/m²h bzw. kW/m²] wählt und dieses Maß ins Verhältnis zur thermischen Beanspruchung einer demselben Brand in Brandraummitte ausgesetzten Innenstütze setzt, so kommt man zu den in den Diagrammen des Bildes 1 dargestellten Ergebnissen.

Die höchsten Wärmestromdichten treten wenig oberhalb der Oberkante der Brandraumöffnung auf, etwa dort, wo im Bauwerk der Anschluß der Außenstütze an den zugehörigen Unterzug liegt.

Nach Bild 1 erfährt ein Flächenelement einer Außenstütze, das auf der dem Brandraum abgekehrten Stützenseite (c) liegt, die größte Brandbeanspruchung; diese ist, wenn das Element in der Ebene der Frontwand liegt, etwas mehr als 90 % der Brandbeanspruchung eines Innenstützenelementes. Rückt das betrachtete Flächenelement von der Frontwand ab, so verringert sich die Brandbeanspruchung sehr schnell, bis es sich dem Einfluß des Feuers völlig entzieht.

Die dem Brandraum zugekehrte Seite (a) erfährt ihre größte Brandbeanspruchung, wenn sie - im Falle der dargestellten, etwa quadratischen Ventilationsöffnung - im Abstand von ca. 0,5 m vor der Frontwand steht. Die Größenordnung der Brandbeanspruchung der Außenstützenfläche ist dann etwas mehr als 80 % der einer Innenstützenfläche, die demselben Feuer ausgesetzt ist.

Der Verlauf der Linie a zeigt nun, daß bei weiterem Abrücken der betrachteten Außenstützenfläche (a) von der Frontwand die Brandbeanspruchung abnimmt, jedoch nicht in dem gleichen Maße wie bei der Fläche (c).

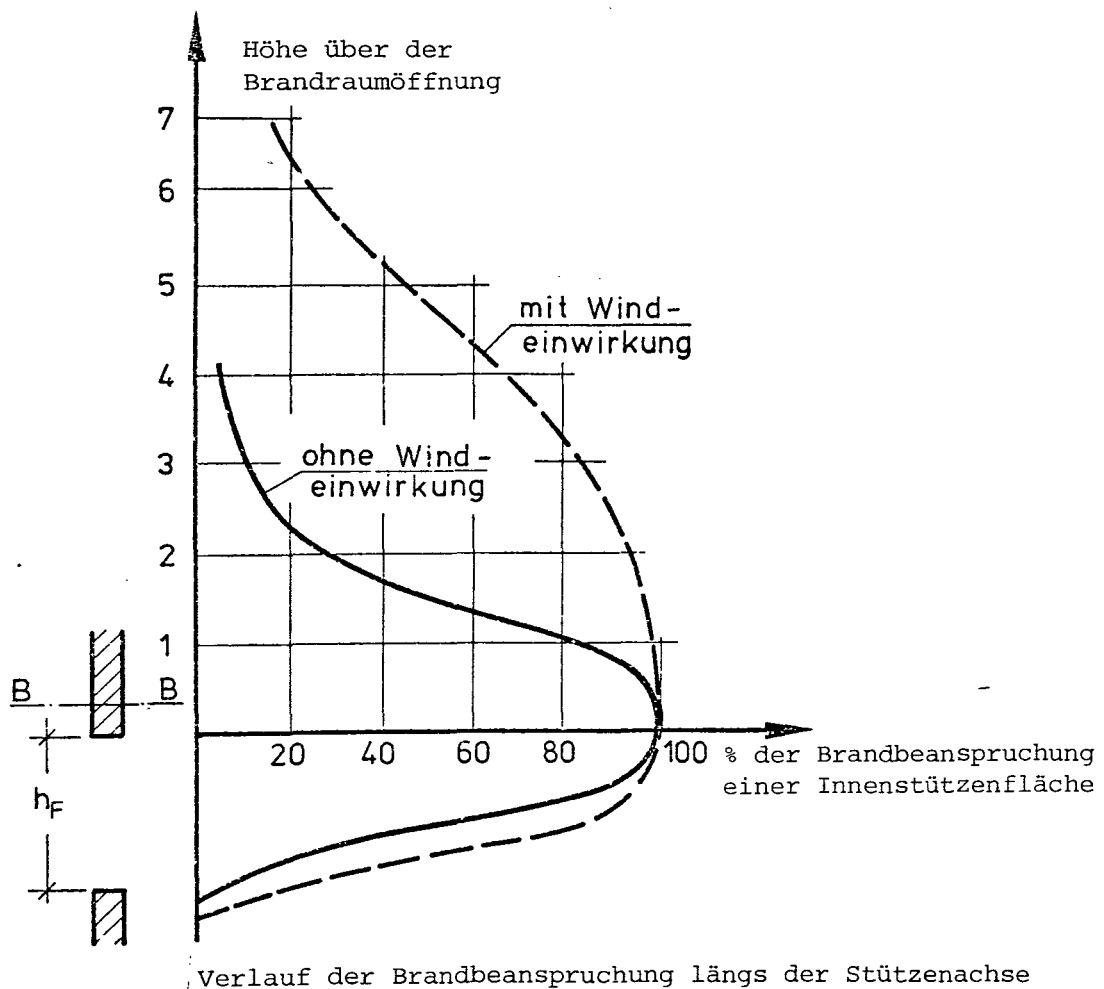
Die Fläche (a) wird, auch wenn sie sich schon außerhalb des Heißgasstromes befindet, noch von der Wärmestrahlung getroffen, welche die Flammen und die Heißgase nach außen abgeben.

In die rechtwinklig zur Frontwand stehenden Flächen der Außenstütze (b), (d) geht der größte Wärmestrom dann über, wenn sie sich im äußeren Drittel der Brandraumöffnung befinden und dem Zentrum der Flammen (Symmetrieachse der Brandraumöffnung) zugewandt sind. Im Falle der dargestellten quadratischen Fensteröffnung ist die Brandbeanspruchung des betrachteten Außenstützenflächenelementes etwas weniger als 60 % der Beanspruchung einer Innenstütze.

Ändern sich nun die Fläche oder die Geometrie der Brandraumöffnung, so ändern sich auch die Abmessungen bzw. die Geometrie des Heißgasstromes und damit auch die Brandbeanspruchung der Außenstütze. Im Falle einer Brandraumöffnung, die sehr breit ist, erleiden die "Seitenflächen" der Außenstütze eine relativ hohe Brandbeanspruchung. Diese kann, z. B. im Falle eines horizontalen Lichtbandes, so groß wie die Brandbeanspruchung des zum Vergleich herangezogenen Innenstützenflächenelementes werden.

1.3. Windeinwirkung auf die thermische Beanspruchung einer Außenstütze

Besitzt ein Brandraum einander gegenüberliegende Öffnungen, so kann sich durch Windeinwirkungen der austretende Heißgasvolumenstrom vergrößern. Die Folge davon ist ein erhebliches Anwachsen der Flammenlängen. Der Bereich, in dem ähnlich hohe oder nur wenig geringere Temperaturen vorzufinden sind wie im Brandraum, kann sich dann auf eine große Höhe erstrecken. Man muß also damit rechnen, daß eine Außenstütze auf voller Höhe des über dem Brand-



raum liegenden Geschosses, allseitig beflammt, eine etwa ebenso große Brandbeanspruchung erleidet wie eine Innenstütze, die i m Brandraum demselben Feuer ausgesetzt ist (Bild 2).

2. Rechnerische Untersuchung über das Tragverhalten von Außenstützen im Brandfall

2.1. Stand der Erkenntnisse

Im Zuge der Weiterentwicklung der Rechenprogramme zur Traglastbestimmung von brandbeanspruchten Stützen wurde es möglich, auch die theoretischen Studien auf das Brandverhalten von Stützen, deren Seiten unterschiedlich beflammt werden, auszudehnen, wobei jedoch vorausgesetzt wird, daß die Art und Größe der Beflammung längs der Stützenachse sich nicht ändert (vergl. Bericht A1-3).

Eine Traglastberechnung an einer Außenstütze im Brandfall unterscheidet sich von den gewöhnlichen Traglastberechnungen an Innenstützen insofern, als die Temperaturfelder im Querschnitt auch eine Funktion der Längsachse der Stütze sind und deshalb entsprechend in der Berechnung berücksichtigt werden müssen.

Die Lösung der Fourier-Gleichung wird dadurch erheblich aufwendiger, da das entwickelte Differenzenverfahren [21] sich nicht nur auf die Querschnitts-Fläche, sondern jetzt auf ein Volumen erstrecken muß.

Die Berechnung der Temperaturfelder kann aber mit einer geeigneten Vereinfachung so durchgeführt werden, daß der Wärmeaustausch längs der Stützenachse z vernachlässigt wird (s. Bild 3). Die Temperaturberechnung kann nach der jetzt mit dem Faktor V gesteuerten Brandraumkurve nach Gl. (1) für alle Stabelemente getrennt vorgenommen werden.

$$T_B = V \cdot T_{ETK} \quad (1)$$

Das hierzu verwendete Temperaturprogramm ermöglicht es, beliebige Temperatur-Zeit-Kurven als Brandverlauf anzuwenden, wobei die Wärmeübergangsbedingungen vom Feuer auf die Bauteiloberfläche wirklichkeitsnah in die Rechnung eingehen [22].

2.2. Rechenverfahren zur Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens

Das angewandte Rechenverfahren ist in A1-5 mit Grundprinzipien erörtert, die allgemeinen Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens sind gezeigt. Es wird deshalb auf die ausführliche Beschreibung des Verfahrens in [22] hingewiesen.

Es wird jedoch hier ein neues ergänzendes Verfahren aufgezeigt, wodurch die Iterationsschritte in der computergesteuerten Berechnung erheblich reduziert werden können; infolgedessen können die Traglastberechnungen mit bedeutend kürzeren Rechenzeiten abgewickelt werden.

Das endgültige Biegemoment nach Theorie II. Ordnung an einem Stahlbeton-druckglied besteht aus der Summe des aus den jeweiligen Iterationsschritten resultierenden Momentenzuwachses und dem Momentenanteil aus Theorie I. Ordnung:

$$M^{II} = M^I + \sum_{i=1}^n \Delta M \quad (2)$$

wobei hier n den letzten Schritt im Falle eines stabilen Gleichgewichts angibt. Der Momentenzuwachs ΔM_i ergibt sich daher zu

$$\Delta M_i = M_{i+1} - M_i \quad (3)$$

und bei $i = 1$ ergibt

$$M_1 = M^I \quad (3a)$$

Mit Einführung der α_i -Kenngrößen $\alpha_1 = \Delta M_1 / M^I$, $\alpha_2 = \Delta M_2 / \Delta M_1$ bzw. $\alpha_i = \Delta M_i / \Delta M_{i-1}$ folgt für das endgültige Moment M^{II} am verformten Zustand

$$M^{II} = M^I + \alpha_1 \cdot M^I + \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot M^I + \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot M^I + \dots \quad (4)$$

bzw.

$$M^{II} = M^I + M^I \sum_{i=1}^n (\pi \alpha_i)_i = M^I \left(1 + \sum_{i=1}^n (\pi \alpha_i)_i \right) \quad (5)$$

α_1 und ΔM_1 sind in jedem diskreten Punkt unterschiedliche Größen. Bei der Fortführung der Iterationsschritte liegen jedoch die α_1 -Werte ($i \neq 1$) in etwa gleicher Größenordnung. Daher kann die Gleichung (4) als Limit einer geometrischen Reihe betrachtet werden.

$$M^{II} = M^I (1 + \alpha_1 + \alpha_1 \cdot \alpha_2 + \alpha_1 \cdot \alpha_2^2 + \alpha_1 \cdot \alpha_2^3 + \dots)$$

Somit ergibt sich für

$$\lim_{i \rightarrow \infty} M^{II} = M^I (1 + \alpha_1 / (1 - \alpha_2)) \quad (6)$$

Für die Verformungen v der Stütze kann auch eine entsprechende Gleichung angegeben werden:

$$v^{II} = v^I (1 + \alpha_1 / (1 - \alpha_2)) \quad (7)$$

Nach dem hier aufgezeigten Verfahren kann der endgültige Verformungs-Beanspruchungszustand jedes Bauteils nach nur 3 Iterationsschritten rasch gefunden werden.

Aus den Gleichungen (6) und (7) ist außerdem ersichtlich, daß bei Erreichen $\alpha_2 = 1$ der Versagenszeitpunkt des Bauteils angekündigt wird.

2.3. Ergebnisse und ihre Bedeutung

Die Leistungsfähigkeit des aufgestellten Rechenverfahrens wird hier anhand einiger Beispiele demonstriert. Anschließend werden die Rechenergebnisse diskutiert.

2.3.1. Verformungsverhalten einer partiell beflammt Stahlbeton-Kragstütze

Im allgemeinen wird eine längs der Stützenachse auftretende, partielle Beflammung nicht symmetrisch zur Stützenmitte sein. Das hat zur Folge, daß das Brandverhalten der Stütze nicht mit dem Ersatzstabverfahren beschrieben werden kann. Besonders deutlich wird dies im Falle einer Kragstütze.

Allseitig partiell beflamnte Kragstütze

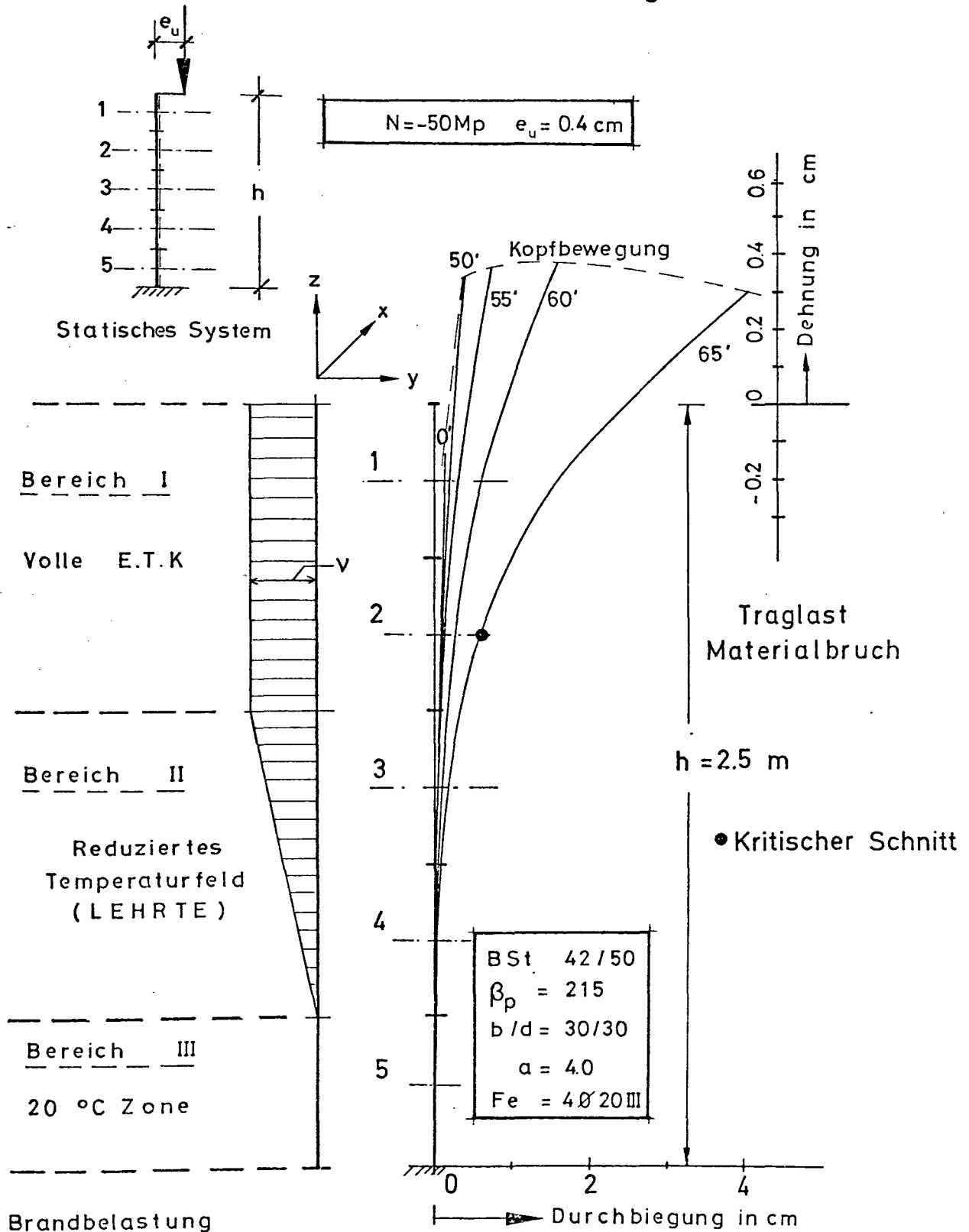


Bild 3: Verformungsverhalten einer partiell beflamnten Stahlbeton-Kragstütze

In Bild 3 sind die Brandbeanspruchung und gleichzeitig die Biegelinien einer Kragstütze in Abhängigkeit von der Branddauer dargestellt. Die Brandbeanspruchung wurde entsprechend den vorliegenden Messungen [6] simuliert. Es ist deutlich zu erkennen, daß die Biegelinie der Kragstütze im Bereich der vollen Brandbelastung eine größere Krümmung aufweist. Diese Krümmung wird jedoch mit abnehmender Brandbeanspruchung deutlich geringer und im Bereich der nicht beflamten bzw. kalten Zonen - Bereich II und III - nahezu Null.

Die Bruchstelle der Stütze ist in etwa dort, wo die Brandbeanspruchung vom Bereich I in den Bereich II übergeht.

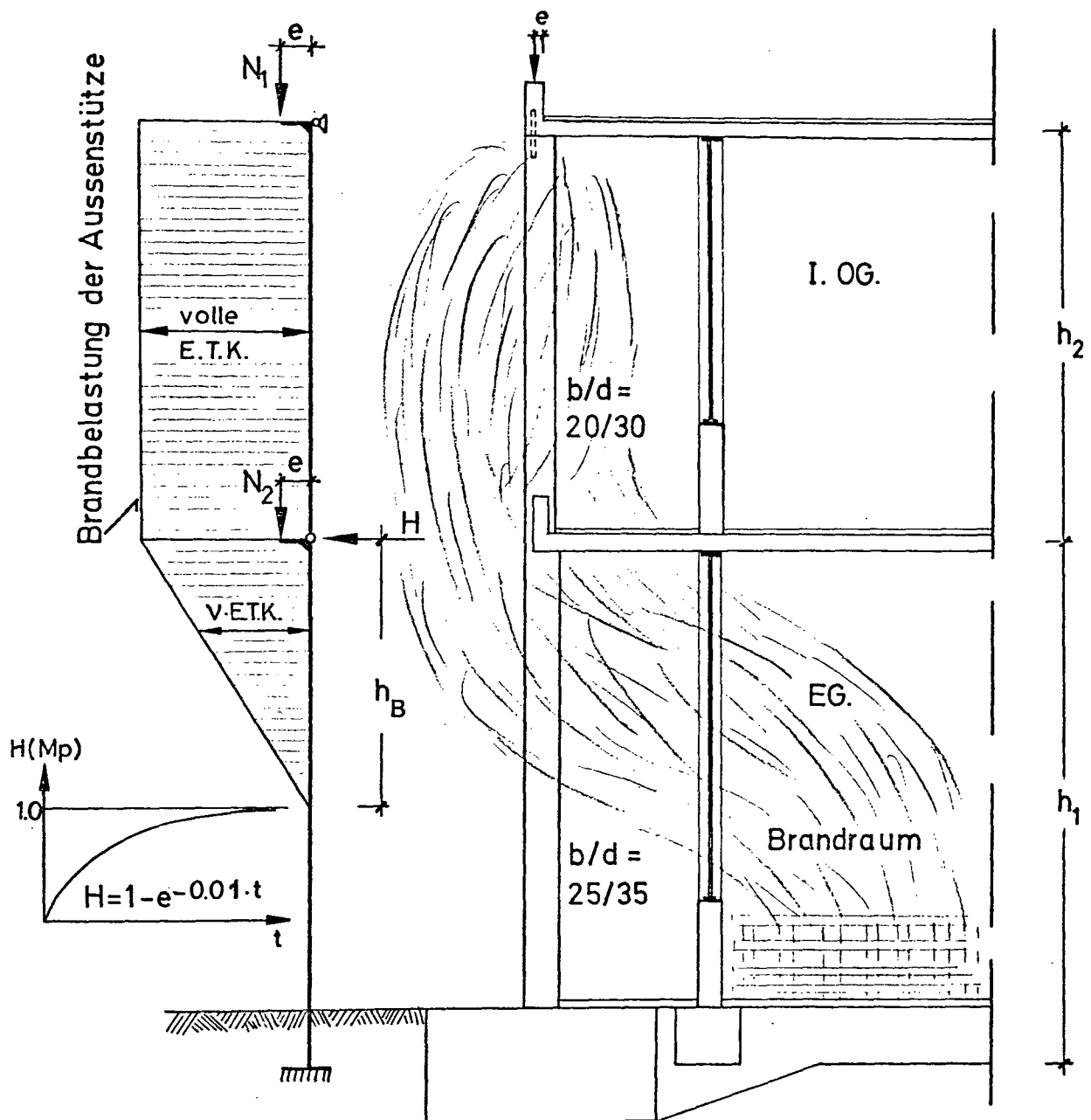
2.3.2. Trag- und Verformungsverhalten von Außenstützen im Brandfall

Am einfachen Fall eines zweigeschossigen Gebäudes, bei dem im unteren Geschoß der Normbrand nach DIN 4102 abläuft, soll nun das Brandverhalten der unteren, längs ihrer Stabachse veränderlich beflamten Stütze und der oberen, allseitig und längs der Achse gleichmäßig beflamten Stütze gezeigt werden.

Die Stütze im I. Obergeschoß hat einen Querschnitt von 20/30 cm und ist mit 6 \emptyset 16 symmetrisch bewehrt. Die Lasten sollen ausmittig angreifen, da sie aus einem umlaufenden Gesimsbalken übertragen werden.

Die Erdgeschoß-Stützen mit 25/35 cm Querschnitt und 6 \emptyset 20 als Längsbewehrung sind als Kragstützen ausgebildet und bekommen ihre Lasten ausmittig aus den Obergeschoß-Stützen und aus dem umlaufenden Randbalken. Die beiden Geschoßstützen sollen als Fertigteilelemente hergestellt werden. Der Einfluß auf das Verformungs- und Tragverhalten der Stützen der sich während des Brandes dehnenden Decke über dem unteren Geschoß wird hier mit einer variablen Horizontalkraft H am Stützenkopf berücksichtigt.

Die Brandbeanspruchung der Außenstützen ist in Bild 4 dargestellt. Infolge des Brandes im Erdgeschoß werden die EG-Außenstützen partiell, die Stützen im I. OG jedoch auf der ganzen Stützhöhe allseitig vom Feuer umgeben. Das angenommene statische System ist ebenfalls aus Bild 4 zu ersehen.



Statisches System
unter Brandbean-
spruchung

Schnitt

$e = 2.5 \text{ cm}$	$N_1 = 30 \text{ Mp}$
$H = H_0 \cdot f(t) \text{ Mp}$	$N_2 = 80 \text{ Mp}$

Bild 4: Statisches System und Brandbeanspruchung der Außenstütze

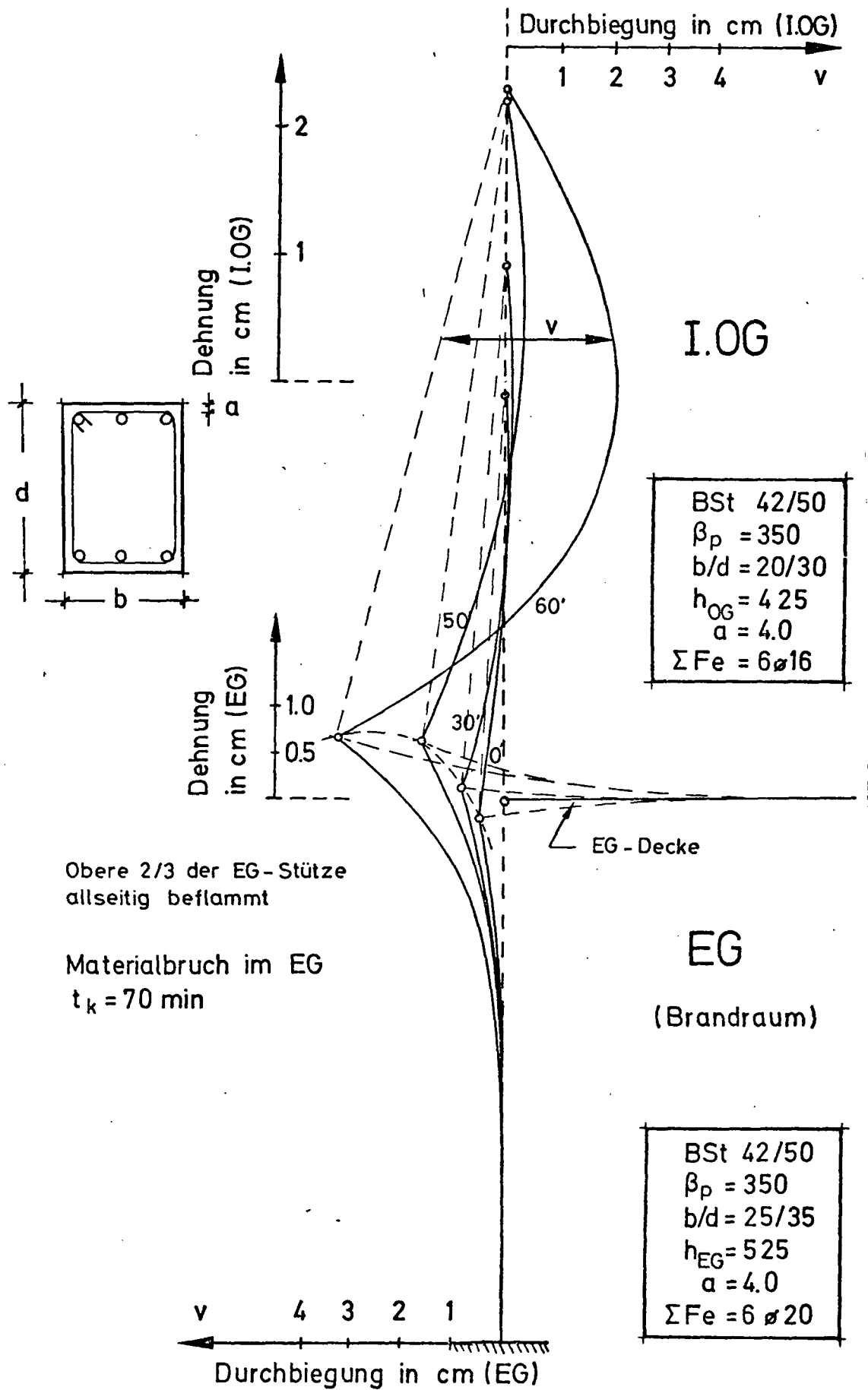


Bild 5: Verformungen der Außenstützen zu verschiedenen Zeitpunkten des Brandes

Stütze im	Mechanische Daten			Materialdaten			Bemerkungen		
	B/D	s _K	ΣFe	β _P kp/cm ²	β _S kp/cm ²	W %	Bruchzeit- punkt min	Beflammung	Wind
I.OG	20/30	425	6ø16	350	4200	4.0	100'	allseitig, volle Stützenhöhe	ohne Wind- einfluß
EG	25/35	1050	6ø20	350	4200	4.0	115'	allseitig, oberes Drittel der Stützenhöhe	"
EG	25/35	1050	6ø20	350	4200	4.0	70'	allseitig, obere 2/3 der Stützenhöhe	mit Wind- einfluß
EG	25/35	1050	6ø20	350	4200	4.0	45'	allseitig, volle Stützenhöhe	"

Tabelle 1: Parametrische Angaben der Außenstützen

In Bild 5 sind die rechnerisch ermittelten Verformungskurven der beiden Stützen während des Brandes dargestellt. Die untere Kragstütze dehnt sich nach oben und wird gleichzeitig von den Geschoßplatten nach außen geschoben. Die obere Pendelstütze erfährt dadurch mit fortschreitender Branddauer eine zunehmende Schiefstellung. Die Krümmung der Stützen entspricht ihrer statischen Beanspruchung durch die äußeren Lasten. Eine zusätzliche thermische Krümmung entsteht hier jedoch nicht, da die Symmetriebedingungen erfüllt sind.

In Tabelle 1 sind weitere parametrische Angaben für die untersuchten Außenstützen gemacht worden. Aus den Versagenszeiten der Stützen ist ersichtlich, daß die unteren partiell beflammt Kragstützen eine deutlich längere Feuerwiderstandsdauer gegenüber den auf der vollen Stützenhöhe beflammt Stützen aufweisen.

Der Bruchzeitpunkt für die Gesamtkonstruktion kann bei Windeinfluß mit 70 min Branddauer angegeben werden, da hier zuerst die unteren Kragstützen versagen.

2.4. Vergleiche mit Arbeiten außerhalb des Sonderforschungsbereichs 148

Die vorliegenden Ergebnisse geben einen ersten Einblick in das Brandverhalten von Stützen, die längs ihrer Achse unterschiedlich beflammt werden.

Vergleichbare Arbeiten, die außerhalb des Sonderforschungsbereichs durchgeführt worden sind, liegen nicht vor.

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken,
insbesondere Deckenkonstruktionen aus
Stahlbeton und Spannbeton

Beteiligte Wissenschaftler: Dr.-Ing. Haksever
Dipl.-Ing. Hoffend
Dr.-Ing. Klingsch
o. Prof. Dr.-Ing. Kordina
Dipl.-Ing. Krampf
Dipl.-Ing. Noack
Dipl.-Math. Cakiroglu (geb. Retat)
Dipl.-Ing. Richter
Dipl.-Ing. Walter
Dipl.-Ing. Wesche

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1975 - 1977

Bezug: Förderungsantrag 1974, S. 51 - 65
1977, S. 65 - 89

Ziel der Arbeiten im Teilprojekt A 2 ist es, auf zwei Wegen, dem theoretisch-rechnerischen und dem experimentellen, die sich gegenseitig anregen und beeinflussen sollen, das Verhalten von Deckenkonstruktionen, die monolithisch in ein Bauwerk eingegliedert sind oder doch durch umgebende Bauteile an ihrer Verformung gehindert werden, unter Brandbeanspruchung zu studieren.

Im theoretischen Teil der Arbeiten wird nach folgendem Arbeitsprogramm verfahren:

- Rechnerische Bestimmung der Verformungen verschiedener typischer ebener Systeme unter gleichmäßiger oder partieller Brandbeanspruchung,
- rechnerische Ermittlung der Zwangskräfte, die bei den ausgewählten Systemen durch Verformungsbehinderung durch das System selbst oder durch angrenzende Bauteile entstehen,
- Weiterverfolgung der ermittelten Zwangskräfte einmal in den brandbeanspruchten Systemen selbst unter Einbeziehung der Schnittgrößen aus Gebrauchsbeanspruchung mit dem Ziel, den Bruchzeitpunkt zu ermitteln, andererseits in den angrenzenden Bauteilen, ebenfalls zusammen mit den Lastschnittgrößen mit dem Ziel, sowohl die Verformung als auch den eventuellen Versagenszeitpunkt der nicht vom Brand direkt beanspruchten Bauteile zu erfassen.

Im Berichtszeitraum wurden dazu Analysen des Trag- und Verformungsverhaltens verschiedener Modelle durchgeführt, deren Ergebnisse in den folgenden Teilberichten mitgeteilt werden.

Als erstes Grundmodell dient der durchlaufende Plattenstreifen, der im Bericht A 2 - 1 behandelt wird. Mit Hilfe finiter Elemente können dabei Systeme mit bereichsweise unterschiedlichen thermischen und mechanischen Eigenschaften (Putze oder sonstige Isolierschichten) erfaßt werden.

Der Bericht A 2 - 2 befaßt sich mit Sonderfällen einachsiger gespannter Platten, den im Spannbett vorgespannten Massiv- oder Hohlplatten, die zwar keiner äußeren Zwängung, wohl aber durch die instationäre Tempera-

turentwicklung stark veränderlichen Eigenspannungszuständen unterliegen. Es sei hier vermerkt, daß die Resultate dieses Teilberichts mit Hilfe von Untersuchungen an vorgespannten Balken gefunden werden konnten, die von anderer Seite (Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau) finanziert wurden.

In A 2 - 3 wird berichtet über das Verhalten von Geschoßdecken, die nur partiell vom Brand betroffen sind. Zwischen den erwärmten und den kühl bleibenden Bereichen treten beträchtliche Interaktionen auf. In der vorliegenden Arbeit wird das Problem als Scheibenaufgabe behandelt, Biegewirkungen werden also außer acht gelassen. Die numerische Lösung benutzt die Finite-Element-Methode mit isoparametrischen Elementen.

Die Lösung des Plattenproblems gestaltet sich für den Lastfall "Brand" wegen der unterschiedlich nicht-linearen Werkstoffgesetze äußerst schwierig. Es muß daher nach Approximativlösungen gesucht werden.

Eine solche Näherungslösung zum Brandverhalten massiver Platten wird im Bericht A 2 - 4 versucht. Die Näherung besteht darin, daß die Platte im Bruchzustand als Membran angesehen wird. Das Rechenprogramm wurde zunächst für zwangsfreie Lagerung entwickelt; es kann jedoch für andere Auflagerbedingungen erweitert werden.

Die im Teilprojekt A 2 angesprochenen Probleme berühren vor allem Bauwerke bzw. Bauwerksabschnitte mit kontinuierlich ausgeführten Decken, weswegen die hier vorgelegten Untersuchungen sich zunächst mit Stahlbeton- bzw. Spannbetonkonstruktionen beschäftigen. Die Rechenprogramme, insbesondere die für Plattenstreifen, sind jedoch so angelegt, daß unterschiedliche Materialgesetze erfaßt werden können. Eine Einbeziehung etwa von Stahlverbund-Deckensystemen wird dadurch ermöglicht.

Die Arbeiten im Teilprojekt A 2 mußten sich im Berichtszeitraum auf theoretisch-rechnerische Untersuchungen beschränken. Eine systematische Kontrolle durch Brandversuche fehlt noch völlig. Über die Planung einer neuen Versuchsanlage, die diesen empfindlichen Mangel beseitigen soll, wird in A 2 - 5 berichtet.

A 2 - 1

Zwangsschnittgrößen in Stahlbeton-Plattenstreifen
bei Brandeinwirkung

von

Dr.-Ing. Wolfram Klingsch

1. Stand der Kenntnisse	2
2. Rechenverfahren	2
3. Ergebnisse	3
3.1. Rotationsbehinderung	4
3.2. Rotations- und Dilatationsbehinderung	5
3.3. Grenztragfähigkeit	6
4. Zusammenfassung	9

1. Stand der Kenntnisse

Theoretische Untersuchungen zur Problematik der Schnittkraftumlagerung und der Zwangs-Schnittkraftentwicklung in brandbeanspruchten Stahlbetonflächentragwerken beschränkten sich bislang fast ausschließlich auf qualitative Aussagen. Experimentelle Ergebnisse aus Brandversuchen, die erste quantifizierbare Resultate erbrachten, bedingen einen erheblichen apparativen Aufwand, so daß bislang nur von punktuellen Ergebnissen gesprochen werden kann.

Das Ziel dieser Studie war es, für einige definierte statische Lagerungsbedingungen die Charakteristik der Zwangsschnittgrößen-Entwicklung mit Hilfe numerischer Methoden zu untersuchen.

2. Rechenverfahren

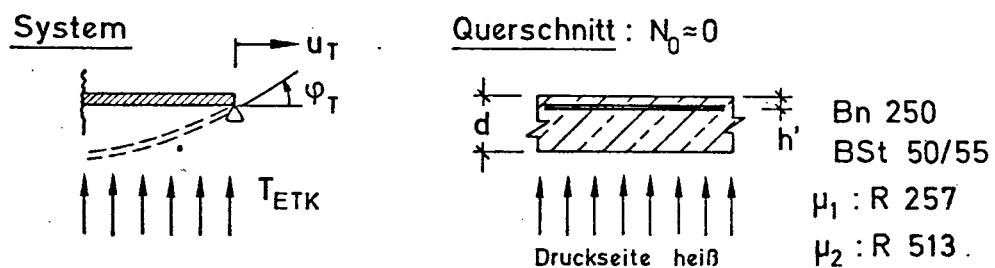
Das Rechenverfahren benutzt die für instationär thermisch beanspruchte Bauteile entwickelte Querschnittsdiskretisierung und die für diese Aufgabenstellung erarbeiteten nichtlinearen, temperaturabhängigen Materialgesetze [28]. Bei Normalkraftzwängungen werden die entlastenden Einflüsse aus der Hochtemperaturrelaxation berücksichtigt [50].

Die hier mitgeteilten Ergebnisse beschränken sich zunächst auf eine Querschnittsanalyse im Bereich maximaler Beanspruchung. Kontrolluntersuchungen ergaben, daß die Veränderung des Versagenszeitpunktes im Vergleich zur kompletten Systemanalyse für die vorliegenden Grundfälle vernachlässigbar ist, solange Einflüsse aus Theorie II. Ordnung klein bleiben.

Für die Temperaturfeld-Berechnung innerhalb des Bauteils wurde ein Finite-Element-Programm benutzt, das unterschiedliche Ausgangsmaterialien berücksichtigen kann; deren temperaturabhängige Veränderung der thermischen Eigenschaften wird beachtet. Putze oder sonstige Isolierschichten können somit berücksichtigt werden.

3. Ergebnisse

Die der statischen Berechnung eines Bauwerks zugrunde liegenden Annahmen zu den Randbedingungen berücksichtigen in der Regel axiale Lagerungsbedingungen nur ungenügend. In einem Gesamtbauwerk resultieren im Brandfall daraus vielfältige Interaktionen, gekoppelt mit der Entwicklung von Zwangskräften. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die wesentlichsten, auf Dilatationen (u) und Rotationen (φ) zurückzuführenden Grundfälle. Rotationsbehinderungen sind bei Durchlaufsystemen stets zu erwarten, während Dilatationsbehinderungen durch Anordnung ausreichend dimensionierten Dehnfugen vermieden werden können; aktivierte Reibungskräfte sind in der Regel belanglos. Aus einer systematischen Auswertung der Verformungen $u(t)$ und $\varphi(t)$ für den Grundfall Nr. 1 der Tabelle 1 werden in diesem Zusammenhang abgesicherte Rechenwerte für die brandschutztechnische Dimensionierung von Dehnfugen erwartet.



Nr.	u_T	φ_T	Zwängung	Lagerung	Beispiel
1	$u(t)$	$\varphi(t)$	0		freier Rand
2	$u(t)$	0	ΔM_1		Zwischen-Lager von Durchlauf sys.
3	0	$\varphi(t)$	ΔN_1		Fertigteillager
4	0	0	$\Delta M_2, \Delta N_2$		Einspannung

Tabelle 1: Grundwerte - System- und Lagerungsbedingungen

Die nachfolgend untersuchten Grundfälle gehen dabei stets von einer eindeutig definierten Behinderung aus; nur teilweise behinderte Verformungsmöglichkeiten werden zunächst nicht untersucht. Gleichfalls werden bei allen hier wiedergegebenen Untersuchungen eventuelle Einflüsse aus Theorie II. Ordnung zunächst nicht berücksichtigt.

Die hier mitgeteilten Ergebnisse behandeln nur den Fall der Zwängung aus einer Brandbeanspruchung der Druckseite des betrachteten Querschnitts. Die variierten Parameter sind Plattendicke d und Bewehrungsgehalt μ . Es wurde ein quarzitischer Beton der Güte Bn 250 mit Bewehrung aus BSt 50/55 zugrunde gelegt.

3.1. Rotationsbehinderung

Mit der Bedingung $\varphi(t) = 0$ wird die thermisch bedingte Querschnittsrotation behindert, während eine gleichzeitige Dilatation möglich ist. Daraus ergeben sich lediglich Zwangsmomente $\Delta M_1(t)$.

Diese Zwängungsart kann als Regelfall bezeichnet werden, da jedes Zwischenaufleger von Durchlaufsystemen diese Randbedingung prinzipiell beinhaltet. Geht man von einem 2-Feldträger konstanter Feldweite aus, stellt sich bei vollständiger Brandbeanspruchung des Systems aus Kontinuitätsgründen über der Mittelstütze ein horizontaler Verlauf der Biegelinie ein ($\varphi = 0$). Die beanspruchungsabhängige Verringerung der Biegesteifigkeiten beeinflusst dabei die Randbedingung nicht, was jedoch bei feldweiser Brandbeanspruchung zu erwarten ist; der Grad der dann vorliegenden Teilbehinderung ist zeitlich veränderlich.

Bild 1 zeigt den berechneten zeitlichen Verlauf von ΔM_1 -Zwangsmomenten bei vollständiger Rotationsbehinderung, jedoch freier Dilatation.

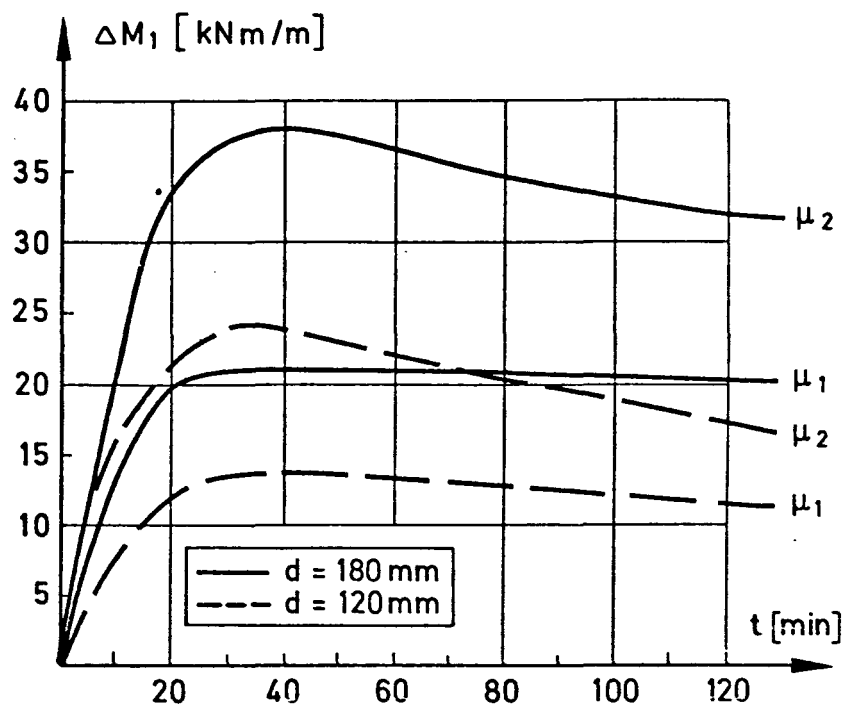


Bild 1: Rotationsbehinderung

Auffällig ist zunächst die rasche Entwicklung der Zwängung, die nach etwa 30 Minuten den Maximalwert erreicht. Später baut sich das Zwangsmoment langsam wieder ab, was vorwiegend auf die zunehmende Schädigung der Betondruckzone zurückzuführen ist. Da bis $t \leq 30$ Minuten der Temperaturgradient für die beiden untersuchten Plattendicken d nur wenig unterschiedlich ist, resultiert der d -proportionale ΔM_1 -Verlauf im wesentlichen aus den Unterschieden des inneren Hebelarms.

Eine Vergrößerung des Bewehrungsprozentsatzes μ bewirkt eine verstärkte Zwängung, da der Querschnitt steifer wird und die Bedingung $N(t) = N_0 = \text{const.}$ auch die Dehnung des Zugrandes beeinflusst.

3.2. Rotations- und Dilatationsbehinderung

Der Fall einer gleichzeitigen und vollständigen Behinderung von thermisch bedingten Rotationen und Dilatationen stellt in der Regel den oberen Grenzfall dar. Bei monolithisch errichteten Bauwerken erlangt jedoch gerade dieser Grundfall (vergl. Nr. 4, Tab. 1) besondere Bedeutung.

Die Bedingung $u(t) = \varphi(t) = 0$ bedeutet die vollständige Kompensation der thermischen Dehnungen durch die Zwangsschnittkräfte $\Delta N_2(t)$ und $\Delta M_2(t)$ entsprechend Bild 2. Der Anstieg des Zwangsmomentes verläuft jetzt noch steiler als bei ausschließlicher Rotationsbehinderung, da die gleichzeitige ΔN_2 -Entwicklung die Momentenwirkung vergrößert.

Sowohl der $\Delta N_2(t)$ - als auch der $\Delta M_2(t)$ -Verlauf zeigen kaum noch μ -Abhängigkeiten. Die Erklärung liegt im zeitlichen Verlauf der Querschnittserwärmung. Die Stahleinlagen auf der kalten Zugseite erhalten praktisch keine thermischen Dehnungen und werden somit bei der "Rückstauchung" kaum aktiviert.

Dieses Verhalten gilt mit guter Näherung ab einer Querschnittsdicke von $d \geq 80 \text{ mm}$. Lediglich im absteigenden Ast des ΔM_2 -Verlaufs können μ -abhängige Einflüsse beobachtet werden; dies liegt jedoch in der Regel weit jenseits des Versagenszeitpunktes.

Der steile Abbau der Momentenzwängung nach Erreichen des ΔM_2 -Maximums ist auf progressive Zerstörungen der Betondruckzone zurückzuführen, wodurch sich die ΔN -Zwängung zunehmend zentriert. Für sehr lang andauernde Temperatureinwirkung erfolgt schließlich ein Vorzeichenwechsel der ΔM_2 -Beanspruchung. Diese Ergebnisse bestätigen gut die in [29] theoretisch erarbeiteten Voraussagen.

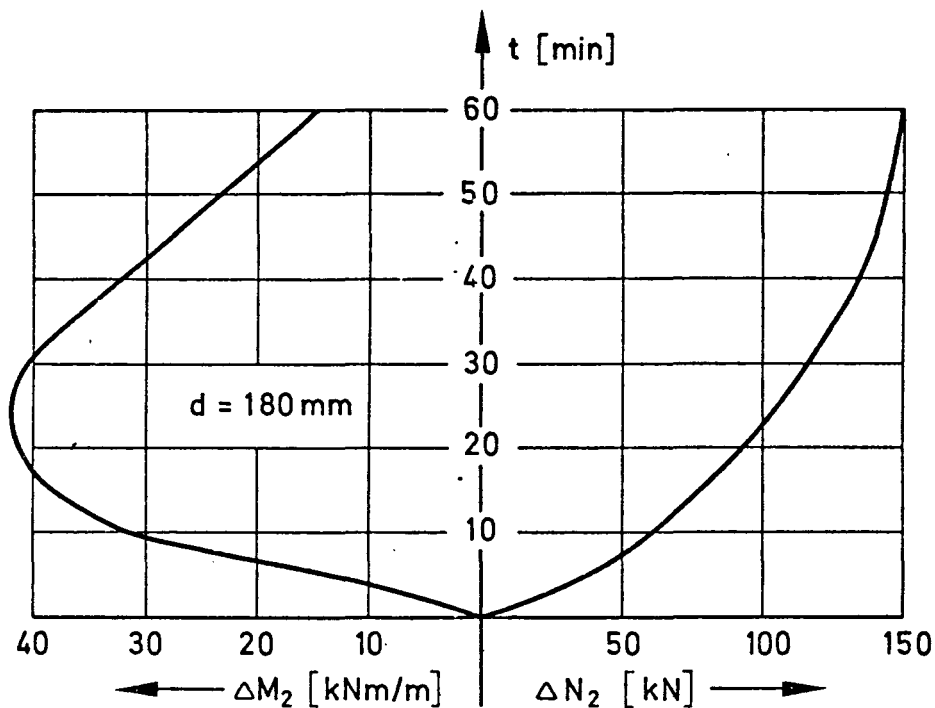


Bild 2: Dilatations- und Rotationsbehinderung

Bild 3 zeigt den Verlauf der ΔN_2 -Zwängung bei unterschiedlichen Bauteildicken d . Im Gegensatz zur Momentenzwängung erfolgt kein signifikanter Rückgang der Zwangs-Normalkraft innerhalb des untersuchten Zeitintervalls. Bei zunehmender Erwärmung des Querschnitts kompensieren die weiter im Inneren liegenden Betonflächen den durch Druckzerstörung ausgefallenen Randbereich. Die t_u -Kurve begrenzt dabei jenen Bereich, für den mit einer Druckzerstörung des gesamten Flächentragwerks gerechnet werden muß. Bis etwa $d \leq 200$ mm sind die Querschnitte nicht in der Lage, die $\Delta N_2(t)$ -Zwängungen so lange aufzunehmen, bis infolge Relaxation und Zermürbung oberflächennaher Bereiche eine Entlastung eintritt. Dieser Versagensmodus hat jedoch für die Praxis in aller Regel keine Bedeutung, da bereits wesentlich früher ein Überschreiten der Biegetragfähigkeit zu erwarten ist.

3.3. Grenztragfähigkeit

Über einen Sonderfall der Druckgrenztragfähigkeit wurde bereits unter 3.2 berichtet. Andere $\Delta N(t)$ -Verläufe sind für den Grundfall Nr. 3 der Tabelle 1 zu erwarten. Für Bauteile dieser Lagerungsart kann durchaus Druckversagen maßgebend werden, sofern nicht bei großen Stützweiten Einflüsse aus Theorie II. Ordnung dominieren.

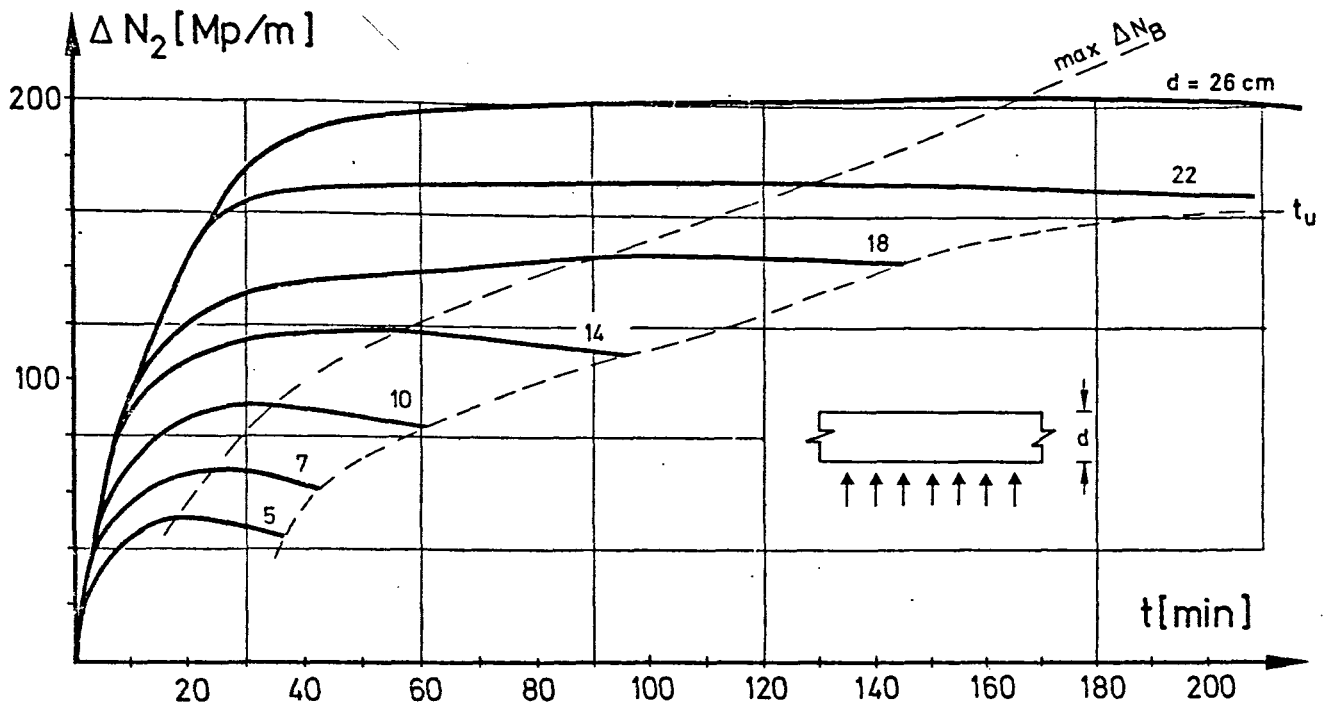


Bild 3: Zwangs-Normalkräfte bei vollständiger Zwängung

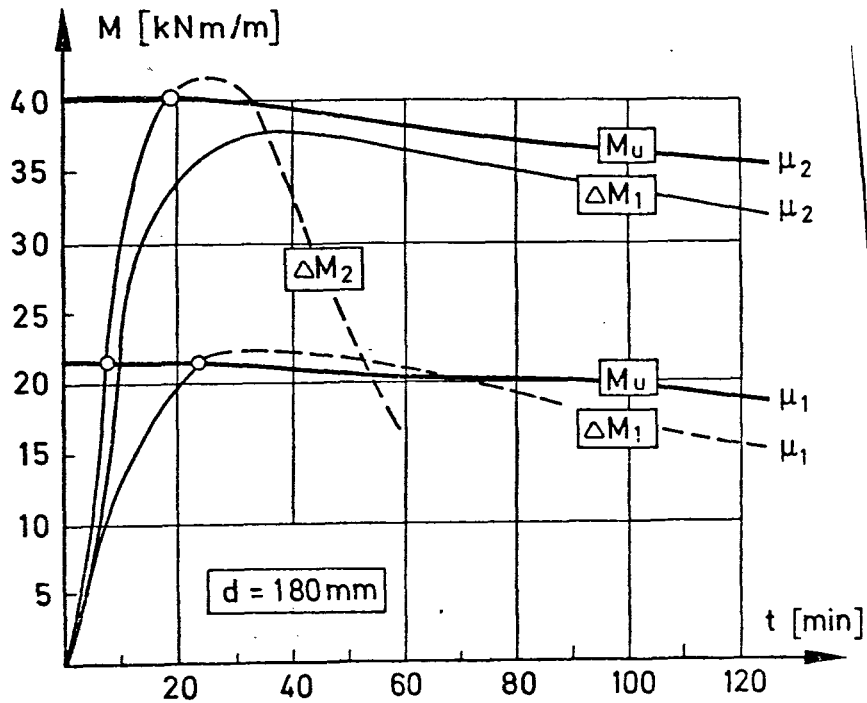


Bild 4: Grenztragfähigkeit

Die Grenztragfähigkeit auf Biegung zeigt Bild 4. Ein Querschnittsversagen ist dann zu erwarten, wenn die Kombination von $M_O + \Delta M$ die Querschnittstragfähigkeit M_u übersteigt. Das M_u -Grenzmoment des Querschnitts unterliegt dabei selbst einem erwärmungsbedingten Abbau, der jedoch nur sehr verzögert erfolgt. Bei einer zunehmenden ΔN -Zwängung kommt traglaststeigernd die erhöhte Biegetragfähigkeit eines Querschnitts hinzu, solange die M-N-Kombination im unteren Bereich des N_u - M_u -Interaktionsdiagramms verbleibt.

Bild 4 zeigt die unterschiedlichen Verläufe von ΔM_2 und ΔM_1 im Vergleich mit M_u . Es läßt sich erkennen, daß nur bei höheren Bewehrungsprozent-sätzen (μ_2) die reine Rotationsbehinderung ΔM_1 aufgenommen werden kann; vollständige Zwängung (ΔM_2) kann auch dann nur kurzfristig aufgenommen werden. Den jeweiligen ΔM -Werten ist im konkreten Fall noch der Gebrauchslastwert M_O zu superponieren.

Der Schnittpunkt von $M_O + \Delta M$ mit M_u bedeutet nicht zwangsläufig ein Systemversagen. Es bildet sich vielmehr an dieser Stelle ein plastisches Gelenk aus, dessen M-Übertragungskapazität identisch dem zeitlichen M_u -Verlauf ist. Bei einem 2-Feld-Balken bewirkt dies das Ende der Stützenmomentenvergrößerung bzw. der Feldmomentenverringerung. Das Feldmoment vergrößert sich jetzt proportional zum M_u -Rückgang über der Stütze, bis an der Stelle des größten Feldmoments sich ein weiteres plastisches Gelenk infolge Fließens der auf der heißen Seite liegenden Feldbewehrung ausbildet. Erst zu diesem Zeitpunkt entsteht eine kinematische Kette, und das System versagt.

Bei Durchlaufsystemen mit einem lokalen Brand sind die dargestellten ΔM -Werte als "Volleinspannmomente" der zeitlich veränderlichen Zwängung anzusehen und können in die statisch unbestimmte Rechnung eingeführt werden.

4. Zusammenfassung

Die numerische Analyse von Zwangsschnittgrößen in Durchlaufsystemen zeigt mit der vorliegenden Arbeit erste Ergebnisse, die zur Abschätzung von Grenzzuständen dienen.

Über experimentelle Untersuchungen zu diesem Fragenkomplex wird z. B. in [24] berichtet. Eine Nachrechnung der bislang numerisch zugänglichen Fälle zeigte gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung.

Im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 148 ist eine schwerpunktmäßige Fortsetzung dieser theoretischen Arbeiten mit gleichzeitiger Versuchsdurchführung geplant. Das gemeinsame Ziel dieser Untersuchungen ist die Erarbeitung von Entwurfs- bzw. Beurteilungskriterien für thermisch bedingte Bauteil-Zwängungen und die Integration des Rechenmodells in eine umfassende Bauwerksanalyse.

Sonderfälle brandbeanspruchter Stahlbeton-Flächentragwerke

von

Dr.-Ing. Wolfram Klingsch

und

Dipl.-Ing. Ekkehard Richter

<u>Inhalt</u>	Seite
1. Ausgangssituation	1
2. Berechnungsverfahren	1
2.1. Berechnung vorgespannter Plattenstreifen	1
2.1.1. Materialverhalten	2
2.1.2. Rechenverfahren	2
2.2. Berechnung nichthomogener Querschnitte	4
2.2.1. Allgemeine Grundlagen	4
2.2.2. Berechnung isolierter Querschnitte	5
3. Tragverhalten vorgespannter Plattenstreifen	6
4. Rechenergebnisse	8
4.1. Vorgespannte Massiv-Plattenstreifen	9
4.2. Gegliederte Querschnitte	10
5. Ausblick	11

1. Ausgangssituation

Im Fertigteilbau kommen häufig Sonderformen einachsiger gespannter Stahlbeton-Flächentragwerke zum Einsatz, wie z. B. Hohldielen, Rippendecken, im Spannbett vorgespannte Fertigteil-Plattenstreifen und anderes mehr. Die brandschutztechnische Beurteilung dieser Bauteile war bislang im wesentlichen mittels Brandversuchs möglich. Die dabei gewonnenen Ergebnisse lassen sich jedoch nur bedingt verallgemeinern, da der Einfluß von Einzelparametern experimentell kaum isoliert zu ermitteln ist. Es besteht daher aktuelles Interesse an einer rechnerischen Methode, mit deren Hilfe baupraktisch nutzbare Beurteilungskriterien erarbeitet werden können.

Die numerische Analyse des Brandverhaltens dieser Bauteile erfordert zum Teil eine umfassende Ergänzung und Erweiterung der bislang benutzten rechnerischen Grundlage [35]. In diesem Beitrag soll das Prinzip dieser erweiterten numerischen Grundlage dargestellt und die Anwendungsmöglichkeiten aufgezeigt werden.

2. Berechnungsverfahren

Das numerische Modell baut auf der zweidimensionalen Querschnittsdiskretisierung [28] auf. In dieser Stufe ist die Querschnittstragfähigkeit bereits zu bestimmen; Verformungsberechnungen bedingen jedoch eine weitere Diskretisierung längs der Systemachse.

Erweiterungen des Verfahrens waren erforderlich zur Ermittlung des durch die instationäre Temperaturentwicklung veränderlichen Eigenspannungszustandes aus der Vorspannung und bei nicht-homogenen Querschnitten zur Erfassung der inneren und äußeren Querschnittskontur.

2.1. Berechnung vorgespannter Plattenstreifen

Die grundlegenden Erweiterungen gegenüber [28] für die Berechnung vorgespannter Querschnitte sind in [48] beschrieben. Im Rahmen der Arbeiten des SFB 148 wurden diese Grundlagen für die Anwendung bei ebenen Flächentragwerksproblemen ergänzt.

2.1.1. Materialverhalten

Die mechanischen Eigenschaften von Spannstahl bei hohen Temperaturen wurden durch die Auswertung von Versuchsergebnissen ermittelt (siehe [28, 47]) und numerisch approximiert. Die in Bild 1 dargestellten Kennlinien gelten für vergütete und kaltgezogene Spannstähle. Naturharte Spannstähle zeigen ein signifikant anderes temperaturabhängiges Festigkeitsverhalten [47] und werden zunächst nicht berücksichtigt.

Die funktionale Beschreibung der thermischen Spannstahldehnung wurde unter Verwendung neuerer Forschungsergebnisse des SFB 148 [51] und durch Auswertung verschiedener anderer Versuchsergebnisse festgelegt.

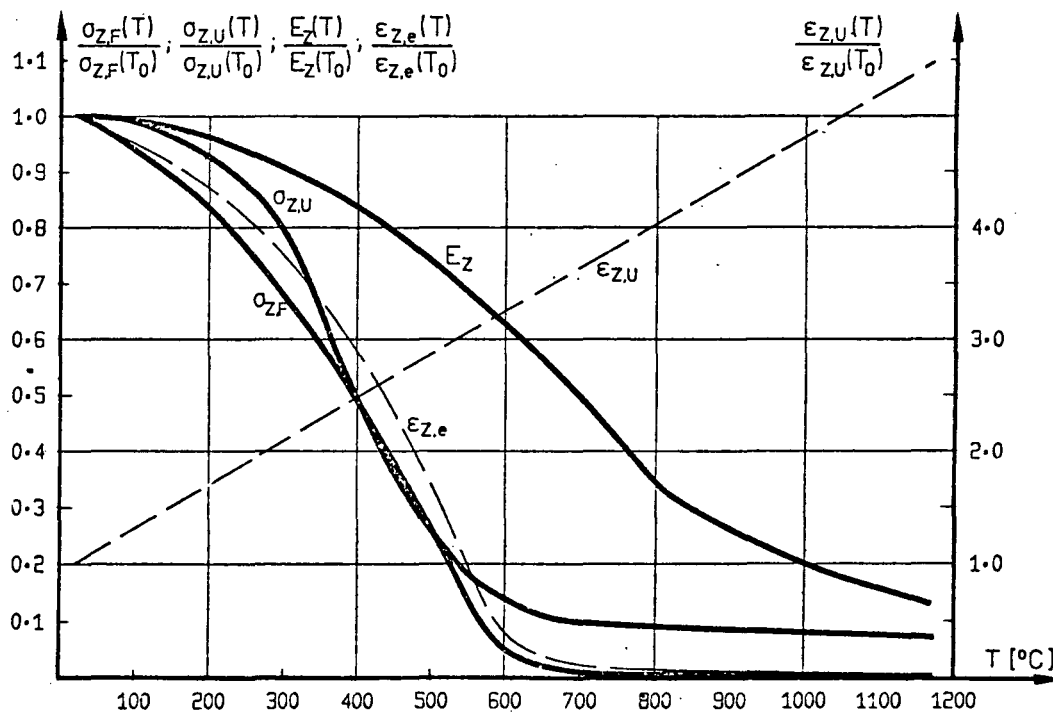


Bild 1: Spannstahl: Werkstoff-Kennlinien

2.1.2. Rechenverfahren

Das Grundprinzip des angewendeten Rechenverfahrens ist in Bild 2 dargestellt. Gesucht wird die Krümmung $\bar{\kappa}$ als Schnittpunkt der inneren und äußeren Schnittgrößenfunktionen α_i und α_a .

Der zum Schätzwert $\bar{x}^{(1)}$ gehörende Schnittgrößenvektor $\bar{\sigma}_a$ wird für die folgenden Iterationen $\bar{x}^{(2)}$, $\bar{x}^{(3)}$, ... als konstant beibehalten. Um die dadurch nicht beachtete funktionale Abhängigkeit der Vorspannung von den Randdehnungen zu berücksichtigen, wird der Differenzenvektor $\Delta\sigma_a$ mit der Schnittgrößenfunktion σ_i zur Rechenfunktion $\bar{\sigma}_i = \sigma_i - \Delta\sigma_a$ zusammengefaßt. $\Delta\sigma_a$ ergibt sich als Differenz aus der vorhandenen (σ_a) und der infolge Variation der Dehnungen veränderten Schnittgrößen aus Vorspannung (σ_a). Die gesuchte Krümmung \bar{x} liegt jetzt am Schnittpunkt der Rechenfunktionen $\bar{\sigma}_a$ und $\bar{\sigma}_i$.

Die Iteration zum folgenden Zeitschritt beginnt mit dem Schätzwert \bar{x} und dem konstanten Schnittgrößenvektor

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_a(x = \bar{x})$$

Es hat sich gezeigt, daß mit diesem Iterationsprozeß eine schnelle Konvergenz zur Gleichgewichtslage erreicht wird.

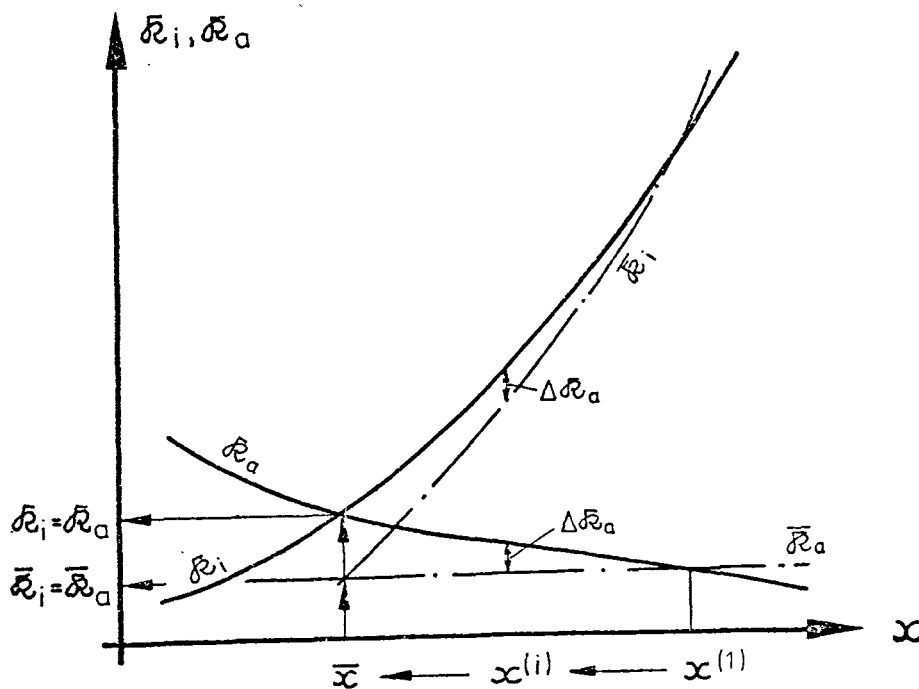


Bild 2: Rechenprinzip der Iteration bei vorgespannten Querschnitten

2.2. Berechnung nichthomogener Querschnitte

2.2.1. Allgemeine Grundlagen

Die Grundlagen zur Analyse mehrfach berandeter Querschnitte beliebiger Kontur sind in [26] beschrieben. Das Verfahren benutzt die ohnehin notwendige zweidimensionale Querschnittsdiskretisierung zur quantitativen Identifizierung der einzelnen diskreten Querschnittselemente. Durch Superponieren des Spannungsvektors $\underline{\Sigma}$ bei der Integration der inneren Schnittgrößen mit einem die Querschnittskontur beschreibenden Vektor \underline{Q} können "massefreie" Gebiete mit guter Genauigkeit berücksichtigt werden.

Bild 3 zeigt das Prinzip für einen Hohlplattenabschnitt. Der Gebietsvektor \underline{A} beschreibt zunächst das homogene Grundgebiet \bar{A} :

$$\underline{A} = \{a_1, a_2, a_3, \dots, a_n\}$$

$$a_i = 1,0$$

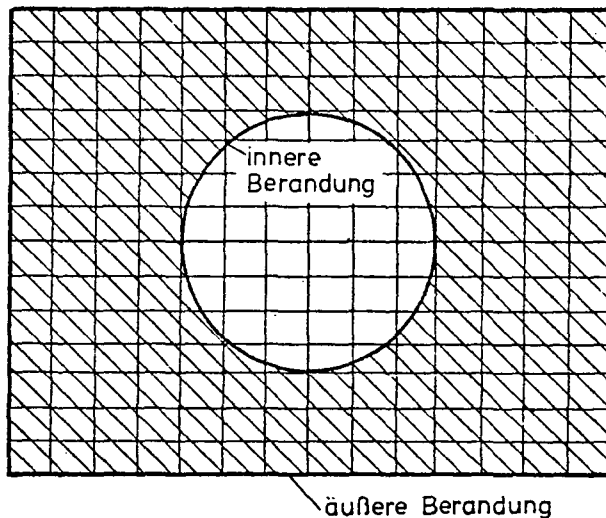


Bild 3: Prinzip der Querschnittsanalyse für einen Hohlplattenabschnitt

Der Konturvektor \underline{Q} bildet darauf den eigentlichen Querschnitt \bar{Q} ab:

$$\underline{Q} = \{q_1, q_2, q_3, \dots, q_n\}$$

$$q_i = 1,0 \text{ für den Bereich zwischen innerer und äußerer Berandung}$$

$$0 \leq q_i \leq 1,0 \text{ innerhalb der inneren und außerhalb der äußeren Berandung}$$

Die iterative Dehnungs-Spannungs-Ermittlung erfolgt im Gebiet \bar{A} , die Querschnittsanalyse nur für das darauf abgebildete tatsächliche Gebiet \bar{Q} . Die innere Normalkraft ergibt sich damit beispielsweise zu

$$N_i = \sum_{i=1}^u \sigma_i(\bar{A}) \cdot q_i,$$

für das Moment gilt die analoge Beziehung.

2.2.2. Berechnung isolierter Querschnitte

Die numerische Traglastbestimmung isolierter Querschnitte ist durch Kombination des beschriebenen erweiterten Rechenverfahrens für nichthomogene Querschnitte gemeinsam mit einem speziellen Programm zur thermischen Analyse gleichfalls möglich. Das Temperaturprogramm erlaubt dabei die Berücksichtigung von gebietsweise unterschiedlichen temperaturabhängigen thermischen Eigenschaften.

Bild 4 zeigt den Verlauf der benutzten $a(T)$ -Funktion für quarzitisches Beton und Mineralfaser-Putz (Pyrok). Die Isolierputzschicht wird dabei nur für die Temperaturfeldberechnung aktiviert, im eigentlichen Traglastprogramm wird dieser Bereich mittels $q_i = 0$ entsprechend Abschnitt 2.2.1 eliminiert.

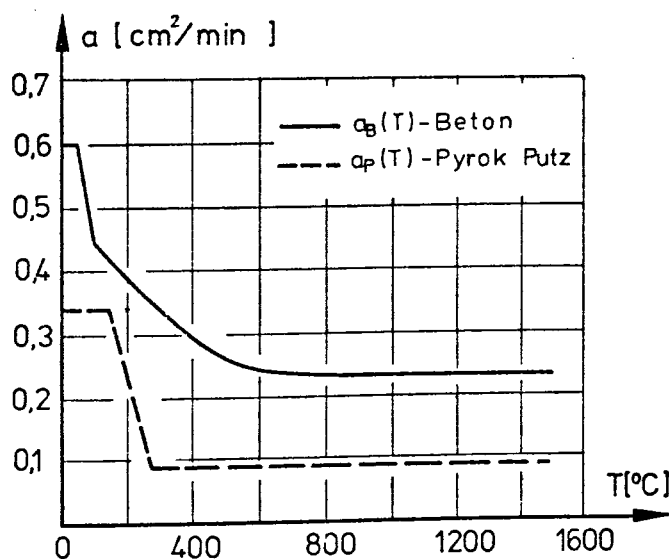


Bild 4: $a(T)$ -Verlauf für quarzitisches Beton und Isolierputz

3. Tragverhalten vorgespannter Plattenstreifen

Infolge der Erwärmung der Spannstahleinlagen und dem damit verbundenen Festigkeitsverlust verringert sich mit fortschreitender Branddauer die Vorspannkraft und der durch sie erzeugte traglaststeigernde Eigenspannungszustand. Eine Verschiebung der vorgespannten Bewehrung in Richtung Querschnittsachse verzögert naturgemäß deren Erwärmung und wirkt so einem thermischen Abbau der Vorspannung entgegen; dem steht jedoch eine verringerte Belastbarkeit im Gebrauchszustand gegenüber.

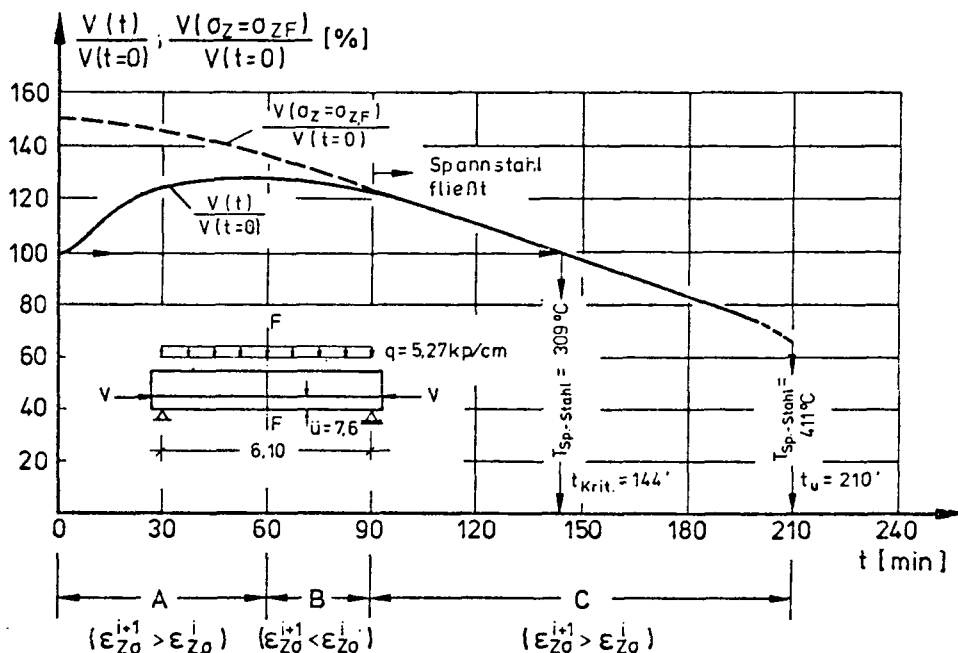


Bild 5: Veränderung der Vorspannkraft in Feldmitte für den Vollplattenquerschnitt V 3 (s. Tabelle 1)

Nach Erreichen der kritischen Temperatur T_{krit} im Spannstahl zum Zeitpunkt t_{krit} , d. h. die Fließspannung ist auf den Wert der effektiv wirkenden Spannung abgefallen [33], werden die Tragreserven der bei Platten in der Regel nicht voll ausgenutzten Biegedruckzone zunehmend aktiviert. Erst nach deren Versagen wird der tatsächliche Systemkollaps eingeleitet, wodurch sich ein deutlich verzögerter Bruchzeitpunkt t_u ergibt.

In Bild 5 ist für das annähernd zentrisch vorgespannte Beispiel V 3 nach Tabelle 1 die vorhandene und die bei Ausnutzung der Fließspannung mögliche Vorspannkraft gegenübergestellt. Deutlich ist die Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer über $t_{krit} = 144$ Minuten hinaus bis zum Bruchzeit-

punkt $t_u = 210$ Minuten zu erkennen. Die Berücksichtigung der zeitlichen Differenz $\Delta t = t_u - t_{krit}$ bei der Ermittlung der Feuerwiderstandszeit bedeutet eine Erhöhung dieser Zeit gegenüber einer Klassifizierung, die als Versagenskriterium das Erreichen der im Warmkriechversuch ermittelten kritischen Spannstahltemperatur definiert [42].

Die Vorspannkraft verändert mit fortschreitender Branddauer ihre Größe. Ihr zeitlicher Verlauf läßt sich näherungsweise in die drei in Bild 5 gekennzeichneten Bereiche A, B und C einteilen.

Im Bereich A bewirkt der steile Temperaturgradient an der Plattenunterseite ein Anwachsen der Spannstahldehnungen und damit eine Vergrößerung der Vorspannkraft. Dies führt im Bereich der Auflager zu einer wesentlich höheren Druckbeanspruchung in der dem Feuer zugekehrten vorgedrückten Zugzone.

Im Bereich B leiten die gleichzeitige Reduzierung der spannungserzeugenden Dehnungen infolge der verringerten thermischen Verkrümmung des Betonquerschnitts und die temperaturbedingte Abnahme der Spannstahl-Elastizität den Rückgang der Vorspannkraft ein.

Der Endbereich C ist gekennzeichnet durch Erreichen der Fließspannung im Spannstahl. Trotz größer werdender Spannstahldehnungen fällt die Vorspannung infolge der rasch sinkenden Spannstahlfließgrenze steil ab.

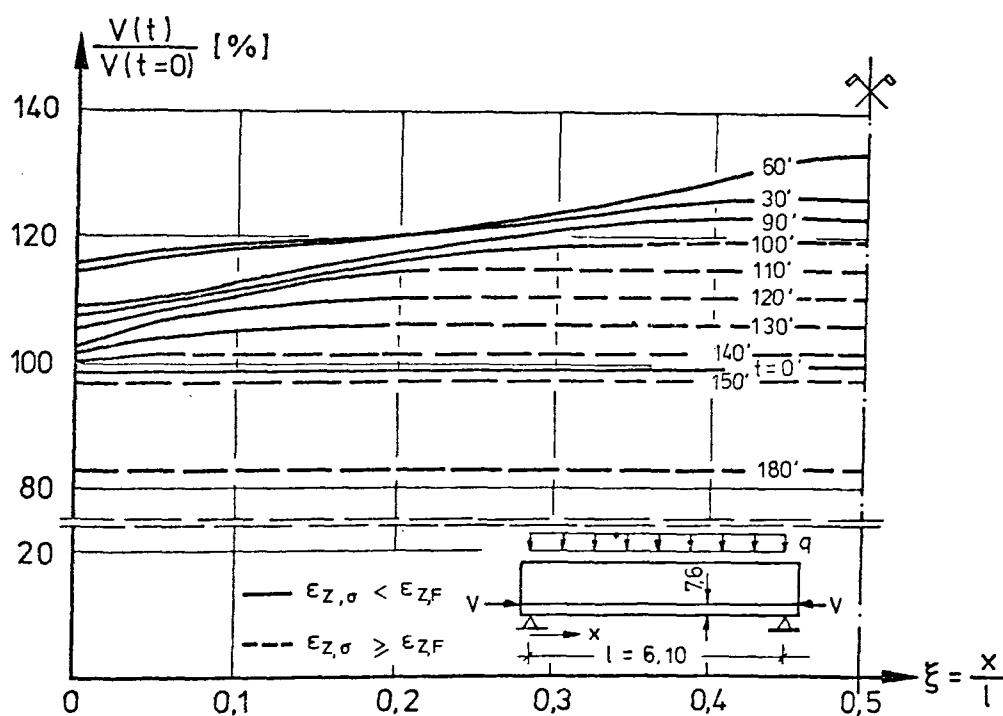


Bild 6: Verlauf der Vorspannkraft längs der Plattenachse für den Vollplattenquerschnitt V 2 (s. Tabelle 1)

Der Versagenszeitpunkt ist erreicht, wenn der Eigenspannungszustand aus Vorspannung so weit reduziert ist, daß kein Gleichgewicht zwischen äußerer Belastung und inneren Schnittkräften mehr möglich ist.

Der Verlauf der Vorspannkraft in Plattenlängsrichtung ist in Bild 6 dargestellt. Mit fortschreitender Branddauer erreichen näher zum Auflager gelegene Abschnitte des Spannstahls die Fließgrenze und bauen damit die Differenz in der Vorspannkraft zwischen Auflagerbereich und Feldmitte ab.

4. Rechenergebnisse

Bezeichnung		Querschnitt			Über- deckung	Stütz- weite	Bemerkung	Literatur- quelle		
		Form	B	D	ü	l				
Serie	Nr.		cm	cm	cm	m				
V	1		69.70	16.51	2.54	6.10	Spannbeton	[20]		
	2				5.08					
	3				7.62					
V	4		69.70	16.51	2.54	3.66			Spannbeton	[43]
	5				5.08					
	6				7.62					
H	7		50.00	12.00	1.60	4.00	Spannbeton 25cm Putz	[43]		
H	8		50.00	12.00	1.00	4.00				
H	9		168.00	23.00	2.00	4.00				

Tabelle 1: Zusammenstellung der berechneten Beispiele

Zur Überprüfung des Rechenverfahrens sind die in Tabelle 1 angegebenen Versuche unter Normbrandbelastung nachgerechnet worden. Dabei dienten als Kontrolle die Gegenüberstellung der versuchsmäßig und rechnerisch ermittelten Ergebnisse für die Feuerwiderstandsdauer t_u , der Durchbiegung f in Plattenmitte sowie bei den Massivplatten die Erwärmung des Spannstahls und bei den Hohlplatten die Entwicklung der Oberflächentemperatur auf der dem Feuer abgekehrten Plattenseite. Die gemessenen und berechneten Temperaturverläufe weisen für beide Plattenarten nur geringe Abweichungen auf, so daß auf eine Wiedergabe dieser Ergebnisse verzichtet wird.

4.1. Vorgespannte Massiv-Plattenstreifen

In Bild 7 sind die berechneten und im Versuch gemessenen Durchbiegungen und Versagenszeitpunkte einiger Vollplattenquerschnitte gegenübergestellt. Die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$ Minuten wurde $= 0$ gesetzt. Für alle Beispiele ist eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Rechenwerten festzustellen, wobei besonders gut die in den ersten Minuten des Versuchs rasch ansteigenden Verformungen rechnerisch simuliert wurden.

Bei der Interpretation der Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Durchbiegungen für Zeitpunkte kurz vor dem Versagen muß berücksichtigt werden, daß die Spannungsbilanz - im Gegensatz zum Verformungsverhalten - infolge der stark reduzierten Materialfestigkeiten träge auf Neigungsänderungen der Krümmungsebene reagiert und dadurch die Genauigkeit der Verformungswerte von einem zunehmenden Unschärfebereich überlagert wird.

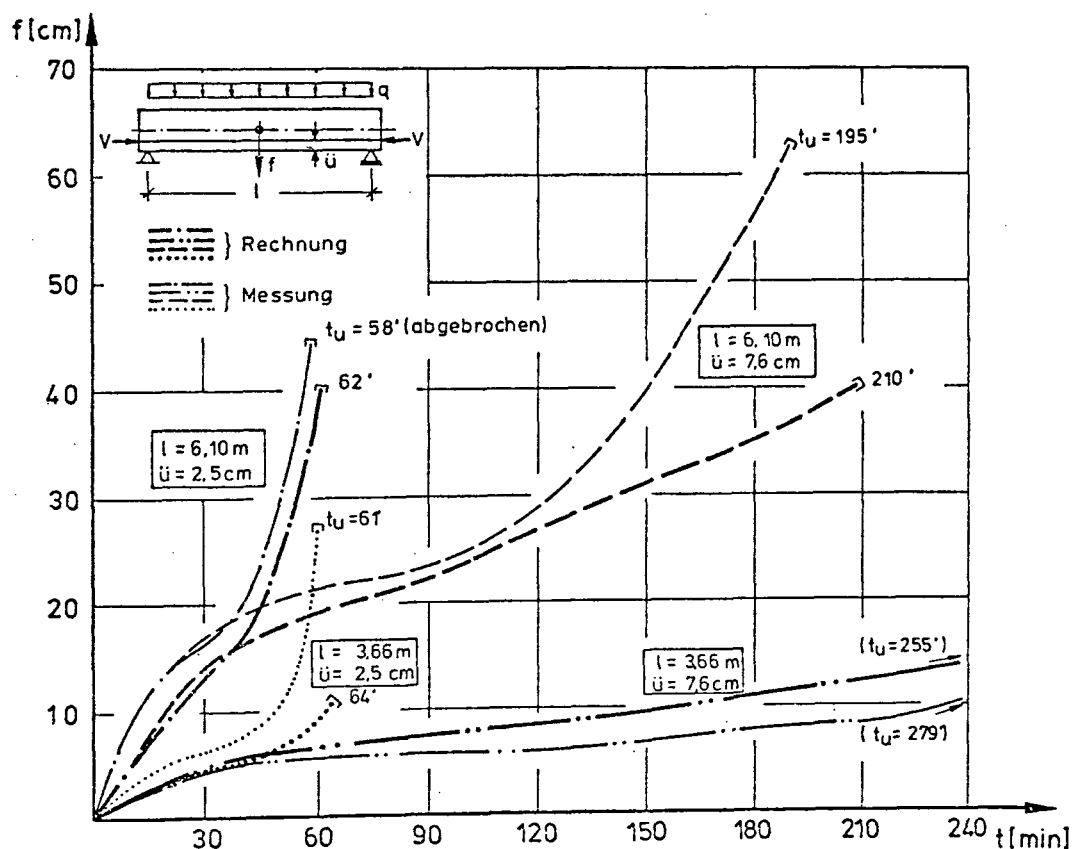


Bild 7: Vergleich der gemessenen und berechneten Durchbiegungen für einige Vollplattenquerschnitte (s. Tabelle 1)

4.2. Gegliederte Querschnitte

Der Verlauf der Durchbiegungen für zwei vorgespannte Hohlplatten ist in den Bildern 8 und 9 dargestellt, wobei die Anfangsverformung = 0 gesetzt wurde. Die Verläufe der rechnerisch ermittelten Werte zeigen sowohl für die unverputzte als auch für die mit Spezial-Isolierputz versehene Platte eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Das entwickelte Materialgesetz des Isolierputzes (vergl. Bild 4) wird dadurch bestätigt.

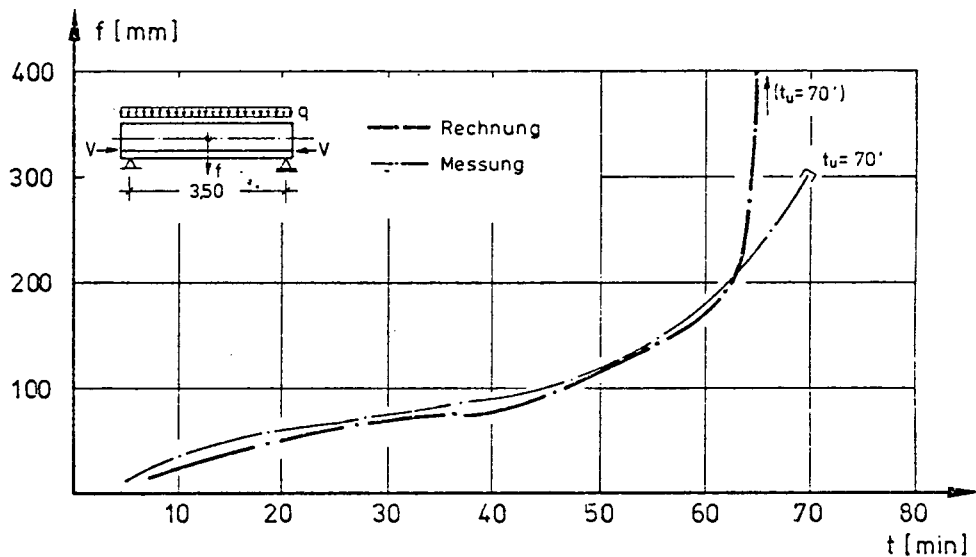


Bild 8: Vergleich der gemessenen und berechneten Durchbiegungen für den Hohlplattenquerschnitt H 7 (s. Tabelle 1)

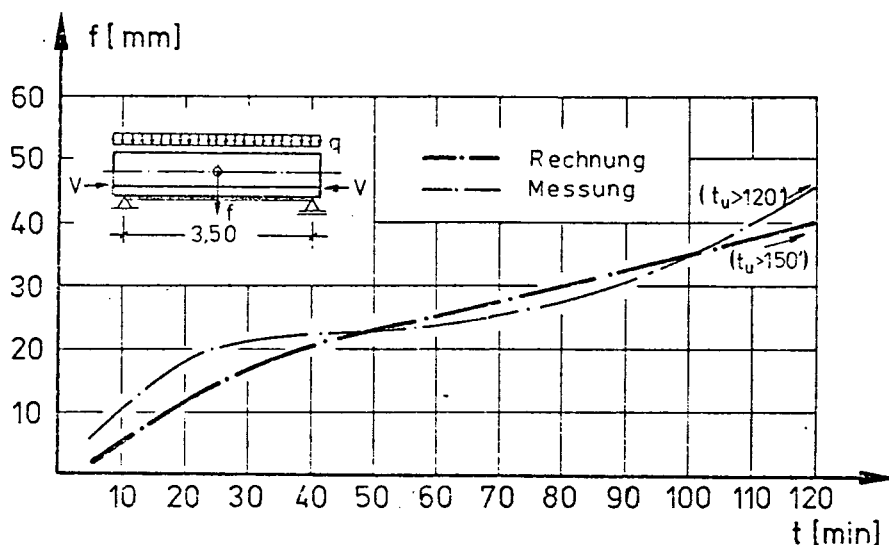


Bild 9: Vergleich der gemessenen und berechneten Durchbiegungen für den Hohlplattenquerschnitt H 8 (isoliert) (s. Tabelle 1)

Den zeitlich veränderlichen Bruchmomentenverlauf einer schlaff bewehrten Fertigteil-Hohlplatte zeigt Bild 10. In diesem Beispiel wurde das im Pkt. 2.2.1 beschriebene Verfahren zur Erfassung eines mehrfach be-
randeten Querschnitts angewendet.

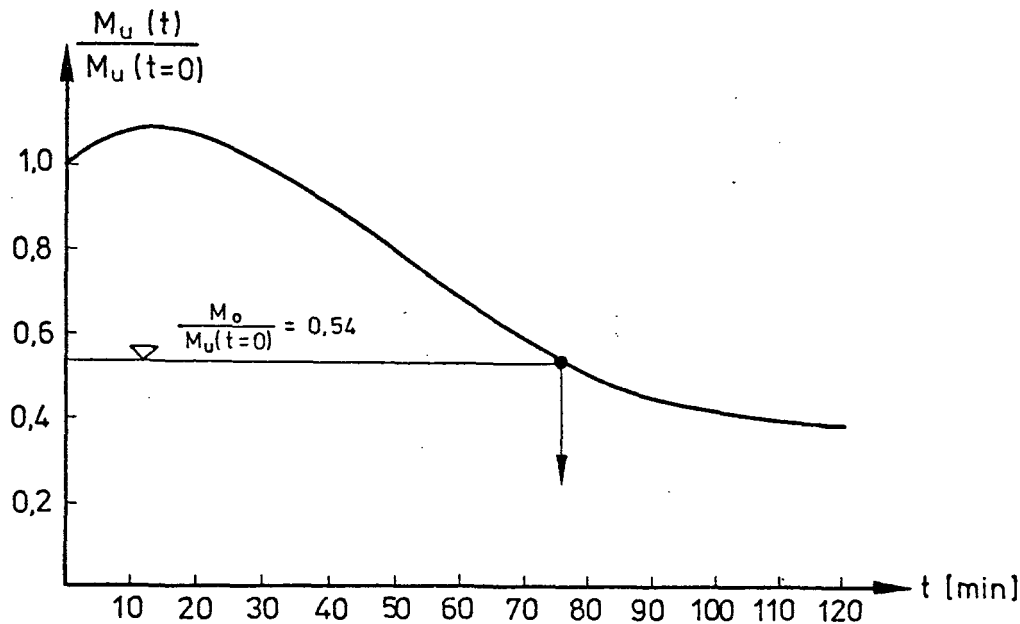


Bild 10: Bruchmomentenverlauf für den Hohlplattenquerschnitt H 9
(s. Tabelle 1)

5. Ausblick

Durch gezielte Anwendung des Rechenverfahrens dürfte es möglich sein, differenzierte brandschutztechnische Entwurfskriterien für Fertigteil-Plattenstreifen zu erarbeiten, wie z. B. genauere Korrelationen zwischen Spannstahllage und Vorspannungsabbau, Mindest-Querschnittsabmessungen bei gegliederten Bauteilen usw.

Gleichfalls ist eine numerische Versuchsbegleitung im Rahmen von Feuerwiderstandsklassifizierungen denkbar, um brandschutztechnische Schwachstellen schnell und wirtschaftlich aufzuzeigen.

Die numerische Lösung der in diesem Beitrag angesprochenen Probleme ist zudem wesentlicher Bestandteil bei einer Gesamttragwerks-Analyse.

Stahlbeton-Flächentragwerke unter
partieller Brandbelastung

von

Dipl.-Ing. R. Walter

Dr.-Ing. W. Klingsch

	Seite
1. Problemstellung	2
2. Angewandtes Verfahren	2
2.1. Beschreibung des benutzten Rechenmodells	2
2.2. Numerisches Lösungsverfahren	3
3. Ergebnisse	5
3.1. Zwängungsspannungen	5
3.2. Verformungen	7
3.3. Interaktion mit gekoppelten Bauteilen	10
3.3.1. Zwängungen bei vollständiger Dehnungsbehinderung	10
3.3.2. Zwängungen aus thermisch bedingten Dilatationen	12
4. Abgrenzung gegenüber anderen Arbeiten	13
5. Weiterentwicklung des Rechenmodells	15

1. Problemstellung

Im Stahlbetongeschoßbau werden als tragende Bauteile neben stabförmigen Traggliedern wie Stützen und Balken auch flächige Tragwerksteile wie Platten und Scheiben eingesetzt. Bei der Abtragung der auftretenden Lasten stehen alle diese Bauteile im allgemeinen in Interaktion untereinander. So kann die Standsicherheit eines Geschoßbaus auch beim Lastfall Brand nur beurteilt werden, wenn neben dem Brandverhalten der Einzelbauteile auch ihr Zusammenwirken unter Brandbeanspruchung untersucht wird. Bauteile, die selbst nicht dem Lastfall Brand ausgesetzt sind, können aufgrund der Kopplung mit brandbeanspruchten Bauwerksteilen erhebliche Zwängungsbeanspruchungen erfahren, die sogar zum Bruch dieser Bauteile führen können.

Besondere Aufmerksamkeit kommt hierbei den Dilatationen von brandbeanspruchten Platten zu. So wird in [39] über einen Brand berichtet, bei dem die Horizontalverformungen eines lokal brandbeanspruchten Geschoßplattenfeldes zum Einsturz von Stützen und Fassadenteilen führten.

Zur Klärung dieses Problemkreises wurden rechnerische Untersuchungen an partiell brandbeanspruchten Platten durchgeführt. Es wurden Einflußgrößen wie Plattendicke, Größe des beflamten Bereichs, Lagerungsbedingungen der Plattenränder und Lage des Brandzentrums untersucht. Weiter werden erste Ergebnisse über die Zwängungsbeanspruchung von mit der Platte gekoppelten Bauteilen wie Stützen und Unterzüge vorgestellt. Damit wurde ein erster Schritt in Richtung auf die Beurteilung von Gebäudeabschnitten getan.

2. Angewandtes Verfahren

2.1. Beschreibung des benutzten Rechenmodells

Die einseitige Beflammung einer Platte führt zu einer über die Plattendicke veränderliche Temperaturverteilung. Eine genaue Erfassung des Dehnungs- und Spannungsverlaufs infolge der zeitlich und örtlich veränderlichen Temperaturlast muß neben dem Membranspannungszustand auch den Bie-

gespannungszustand berücksichtigen, da die resultierende Zwangskraft im allgemeinen Fall exzentrisch angreift. Eigengewicht und Nutzlasten führen zu weiteren Biegebeanspruchungen. Der Einfluß der Biegestörung auf die Dilatation der Plattenränder ist in der Regel klein und hängt im wesentlichen vom Verhältnis des beflamnten zum nicht beflamnten Plattenanteil ab.

Für die ersten rechnerischen Untersuchungen im Sonderforschungsbereich 148 über Zwängungsbeanspruchung und Dilatation von partiell beflamnten Platten wurden daher zunächst die Biegestörungen nicht mit berücksichtigt. Das kombinierte Platten-/Scheiben-Problem wurde auf die Lösung der Scheibenaufgabe reduziert.

Die Beflammung der Platte erfolgte gemäß der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102. Als über die Plattendicke konstanten Temperatur-Rechenwert wurde in erster Näherung die Temperatur der Plattenmittelfläche gewählt.

Das Materialverhalten des Betons wurde durch ein im SFB 148 entwickeltes, nicht lineares, temperaturabhängiges Werkstoffgesetz beschrieben. Ein Mitwirken der Stahleinlagen und Kräfteumlagerungen beim Aufreißen des Betons auf die Bewehrungsseisen wurde in diesem für die ersten Untersuchungen benutzten Rechenmodell noch nicht mit in Ansatz gebracht. Nähere Angaben über das zugrunde gelegte Modell sowie über den Iterationsvorgang bei der Ermittlung des Scheibenverformungs- und -spannungszustands unter Anwendung des nicht linearen Werkstoffgesetzes sind in [29] enthalten.

2.2. Numerisches Lösungsverfahren

Um das nicht lineare und temperaturabhängige Materialverhalten des Stahlbetons in die Berechnung einführen zu können, wurde die Finite-Element-Methode angewandt. Es können damit sowohl lokale Materialveränderungen als auch beliebige Geometrien und Verformungsrandbedingungen berücksichtigt werden.

Das in [29] benutzte dreieckige Element wurde durch ein isoparametrisches 'Viereckelement' ersetzt. Mit Hilfe der Formulierung von Shape-Functions für die Beschreibung der Geometrie können beliebige Ränder einfach

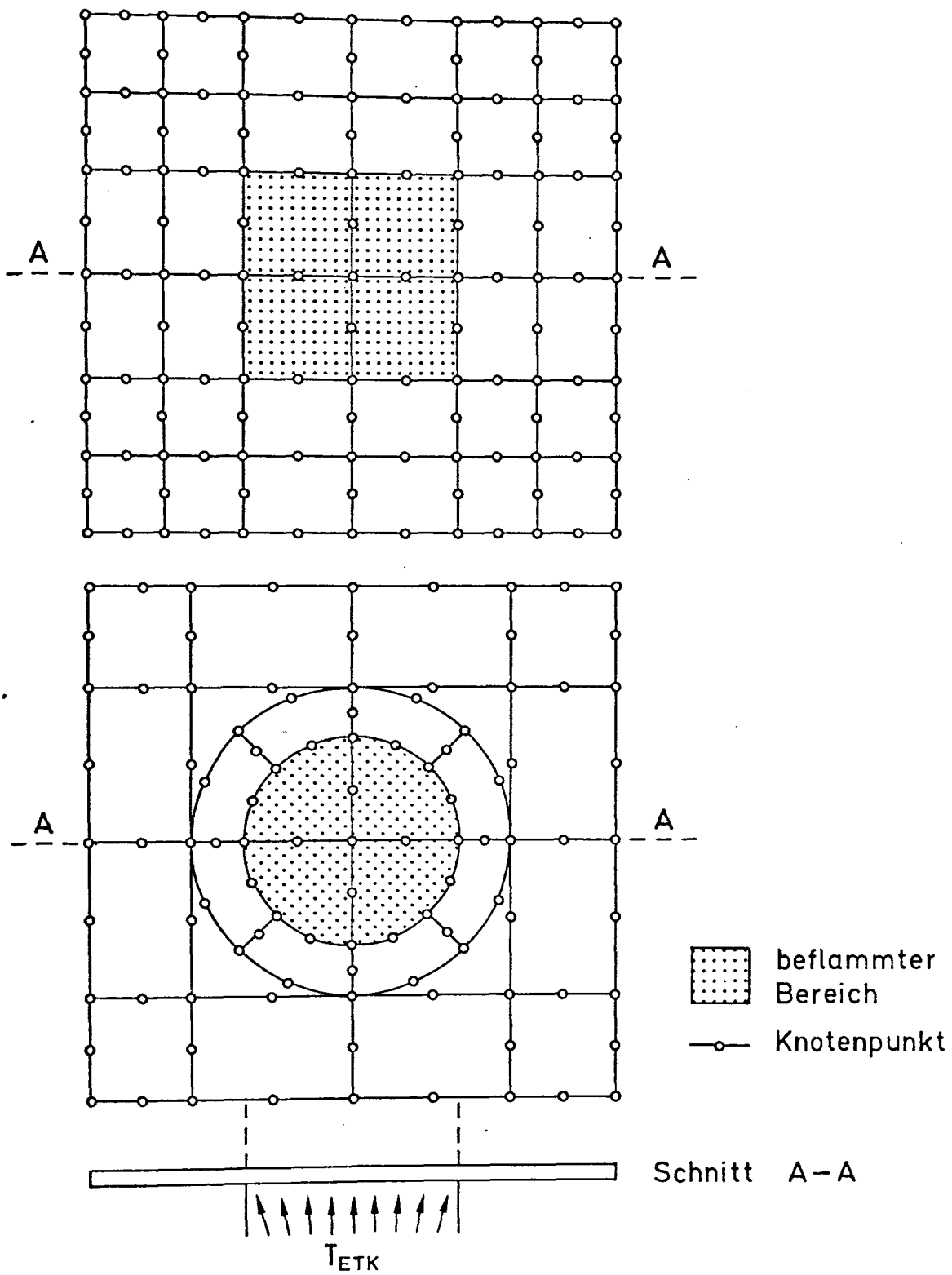


Bild 1: Finite Elementteilung

erfaßt werden. Auch der Rand des beflamnten Bereichs läßt sich einfach darstellen. In Bild 1 sind die finiten Elementteilungen für zwei Platten dargestellt - eine Platte mit quadratischem, die andere mit rundem, beflamnten Bereich.

Unterschiedliches Materialverhalten läßt sich nicht nur elementweise formulieren, sondern kann auch innerhalb des Elements variiert werden. In Verbindung mit gewählten, quadratischen Verschiebungsansätzen lassen sich so schon mit einer relativ geringen Elementanzahl gute Ergebnisse erzielen.

3. Ergebnisse

Untersucht wurde der Verformungs- und Spannungszustand einer quadratischen Platte mit 16 m Kantenlänge und einer Dicke von 160 mm unter partieller Brandbelastung. Variiert wurden der Anteil des beflamnten Bereichs, die Lagerungsbedingungen der Plattenränder und die Lage des Brandzentrums. Die Entwicklung von Zwangskräften bei vollständiger Dehnungsbehinderung wurde in Abhängigkeit von der Plattendicke studiert.

3.1. Zwängungsspannungen

Über die Spannungsverteilung zentrisch beflamnter Platten wurde in [29] berichtet. Innerhalb des erhitzten Plattenbereichs herrscht eine etwa konstante Druck-Druck-Verteilung, außerhalb umschließen tangentiale Hauptzugspannungen diesen Bereich ringförmig. Zum Plattenrand hin werden diese Zugspannungen im allgemeinen abgebaut.

Ein anderes Bild ergibt sich jedoch, wenn der beflamnte Bereich an den Plattenrand wandert. Bild 2 zeigt die Hauptspannungsverteilung einer solchen Platte für die 90. Minute. Die Zwängungsbeanspruchung kann in dem verbliebenen schmalen Randstreifen nur durch erheblich höhere Ringzugspannungen aufgenommen werden. Die Zugspannungen steigen zum Rand stark an. In Bild 3 ist der Verlauf der tangentialen Randspannung im Punkt P in Abhängigkeit von der Breite x des nicht beflamnten Randstreifens dargestellt.

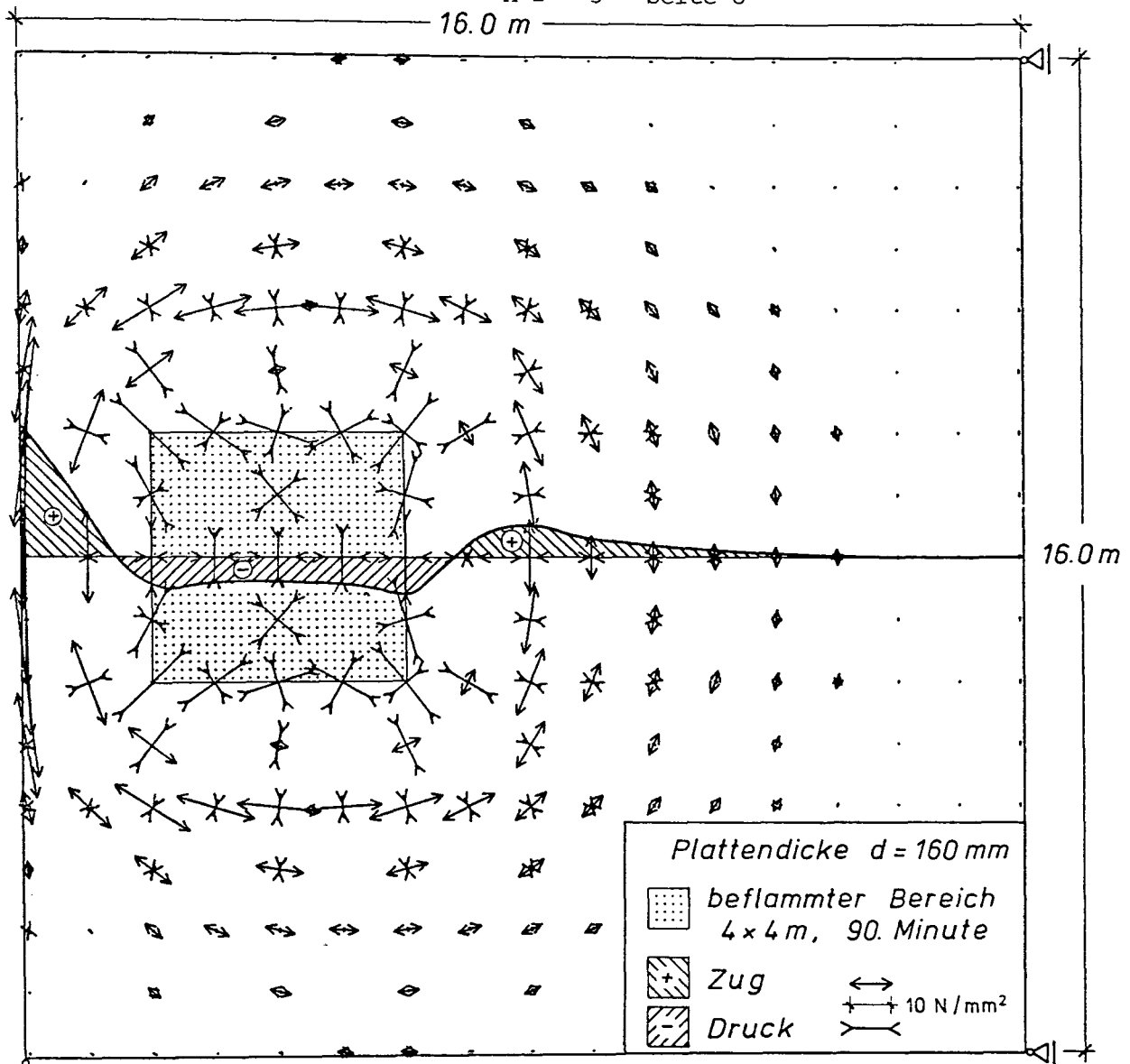
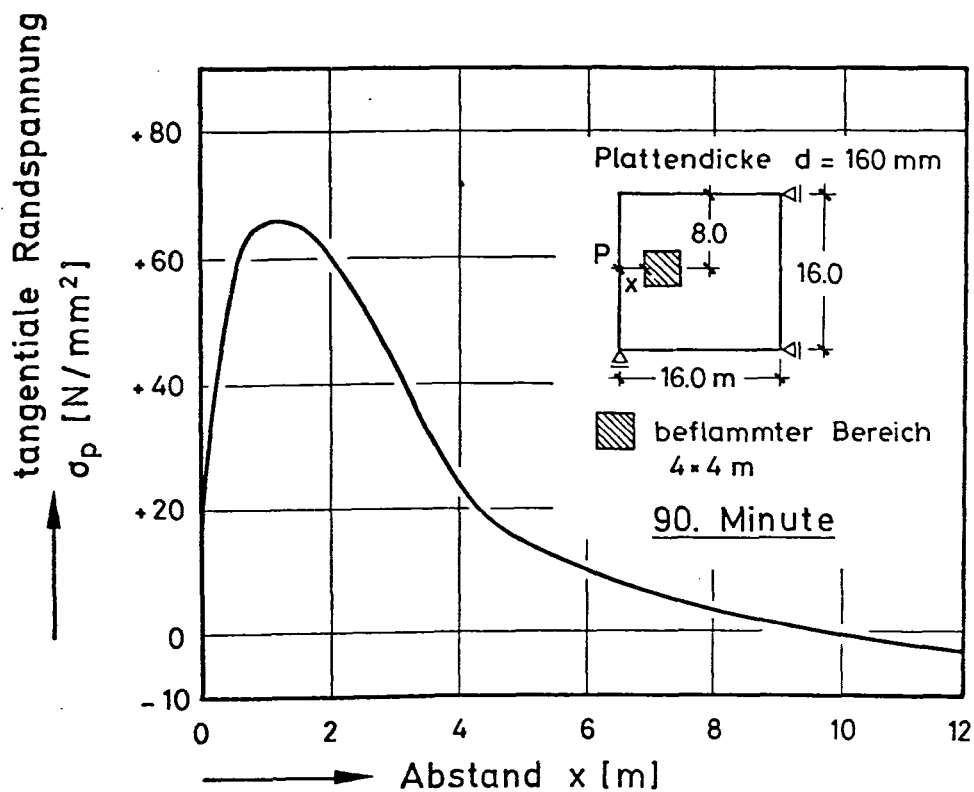


Bild 2: Hauptspannungsverteilung in der 90. Minute

Bild 3:
Tangentialspannung am Plattenrand

Für $1 < x < 2$ m ergibt sich ein Maximum, das mit der Zunahme der Breite x schnell abnimmt. Diese hohen Zugspannungen können den Bruch der Platte im Randbereich und das Versagen eventuell vorhandener Unterzüge hervorrufen, falls die eingelegte Bewehrung diese Zugspannungen nicht aufnehmen kann.

Rückt der beflamnte Bereich bis an den Plattenrand, fällt die tangentielle Randspannung im Punkt P ab und erreicht etwa den gleichen Wert wie für zentrische Beflammung ($x = 6$ m). Der Grund hierfür ist in dem dominanten Einfluß der Druck-Druck-Verteilung im beflamnten Plattenteil zu sehen.

Die Untersuchung zeigte, daß eine exzentrische Lage des beflamnten Bereichs erheblich größere Ringzugspannungen hervorrufen kann als die zentrische Beflammung.

3.2. Verformungen

Die Dilatationen einer beflamnten Platte hängen im wesentlichen von der Brandraumtemperaturkurve, der Branddauer, der Geometrie, den Lagerungsbedingungen der Platte in horizontaler Richtung und der Größe und Lage des beflamnten Bereichs ab.

In Bild 8 sind die Horizontalverformungen bei Variation der Größe des beflamnten Plattenteils und zentrischer Beflammung dargestellt; eine Vergrößerung führt zu überproportional erhöhten Dilatationen.

Sehr große Verformungen können auch bei exzentrischer Lage des Brandherds und horizontal statisch bestimmter Lagerung auftreten, obwohl der beflamnte Teil relativ klein ist. Bei statisch bestimmter Lagerung ergeben sich keine Auflagerzwangskräfte. Bild 4 zeigt die Verformungszustände in der 90. Minute an 4 Platten mit unterschiedlichen Randbedingungen und veränderlicher Lage des beflamnten Bereichs. Die horizontalen Randverformungen aller Platten sind klein gegen die Eckverschiebungen bei exzentrischer Beflammung und statisch bestimmter Lagerung. Es treten große Plattenverdrrehungen auf. Die horizontal statisch unbestimmte Lagerung soll anschließende, monolithisch verbundene Plattenfelder simulieren. Für diesen Lagerungsfall wie auch für zentrische Beflammung bleiben die Dilatationen und insbesondere die Eckverschiebungen klein.

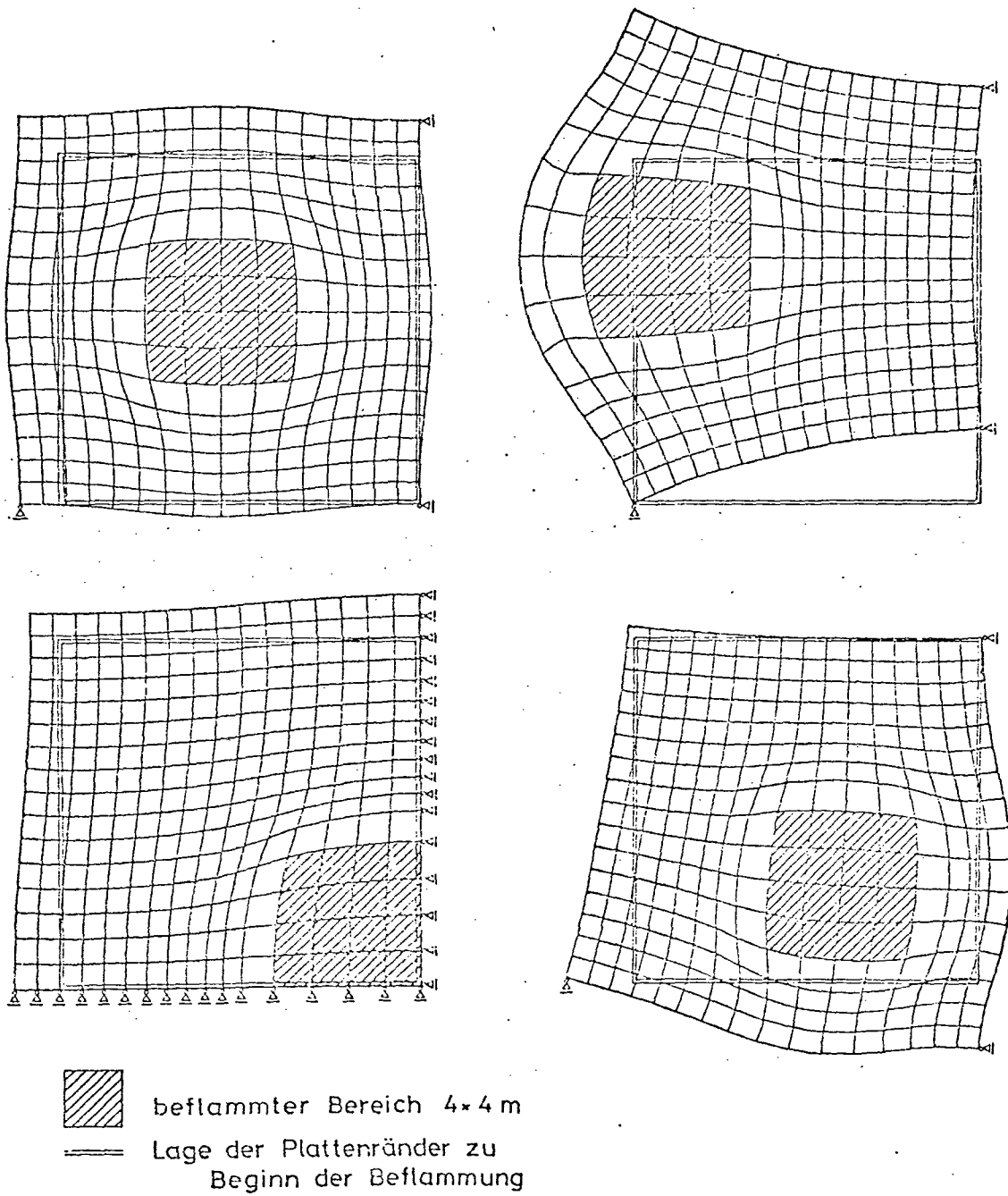


Bild 4: Verformungszustand in der 90. Minute

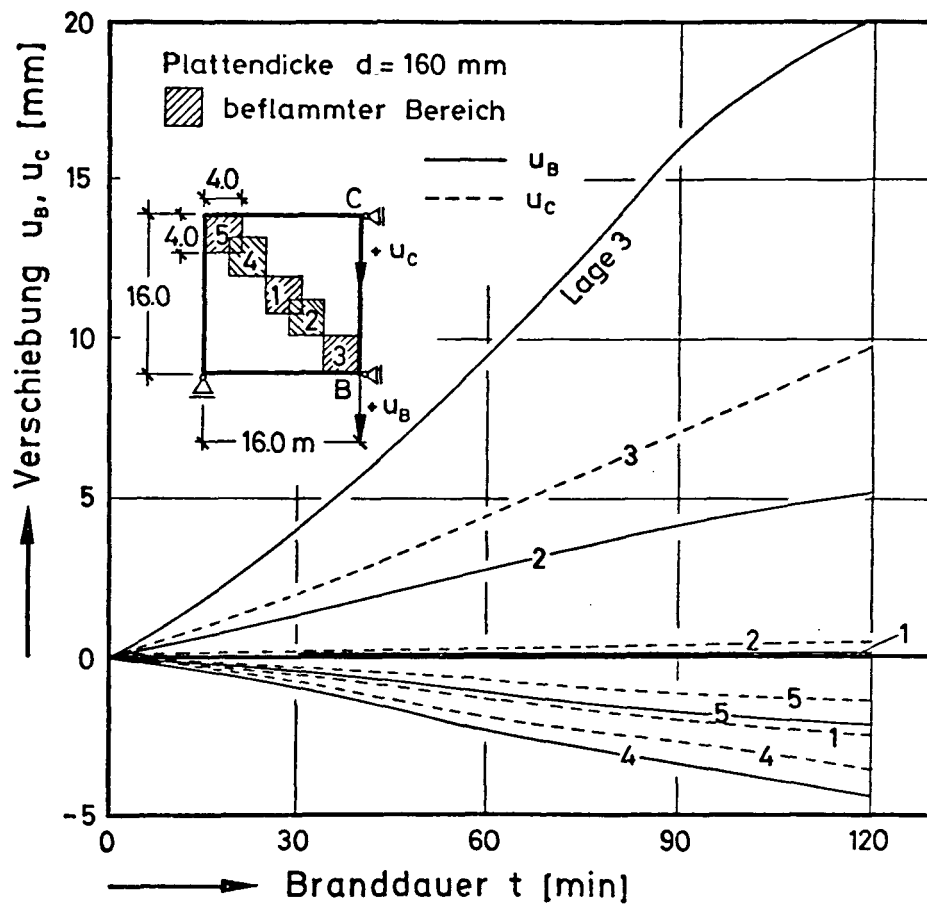


Bild 5: Eckverformungen bei Verschiebung des beflamnten Bereichs auf der Plattendiagonalen

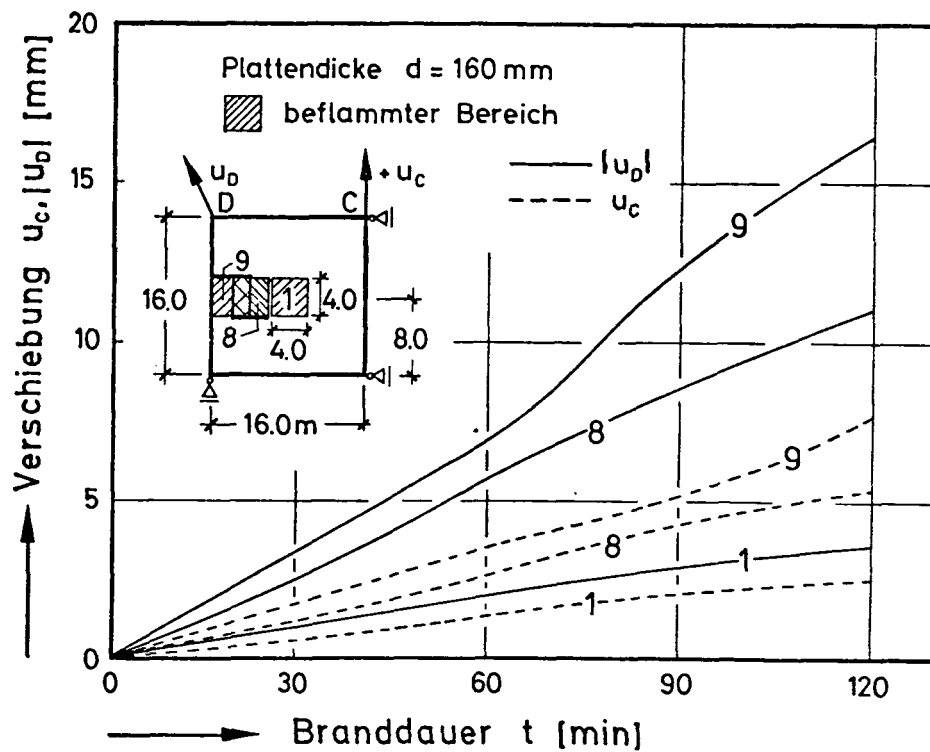


Bild 6: Eckverformungen bei Verschiebung des beflamten Bereichs auf der Plattenmittellinie

In Bild 5 und 6 sind die Dilatationen der Plattenecken bei exzentrischer Beflammung und horizontal statisch bestimmter Lagerung dargestellt. In Bild 5 wurde der beflamnte Bereich auf der Diagonalen, in Bild 6 auf der Plattenmittellinie verschoben. Bemerkenswert ist, daß vom beflamnten Teil relativ weit entfernte Eckpunkte große Verschiebungen ausführen.

Verschiebungen in dieser Größenordnung können z. B. Zwängungsbeanspruchungen in den Stützen einer Flachdecke hervorrufen, die nicht mehr aufnehmbar sind.

Exzentrische Beflammung und horizontal statisch bestimmte Lagerung führen bei partiell beflamnten Platten zu maximalen Dilatationen.

3.3. Interaktion mit gekoppelten Bauteilen

Flächentragwerke des Massivbaus sind in der Regel stets mit anderen Bauteilen gekoppelt; dies können sowohl horizontale Randelemente wie z. B. Unterzüge als auch vertikale Konstruktionen wie z. B. Stützen sein. Häufig erfolgt zudem eine Kopplung mit aussteifenden Gebäudekernen wie Fahrstuhlschächten u. ä. Alle diese gekoppelten Elemente treten im Brandfall in Interaktion mit dem eigentlichen brandbeanspruchten Bauteil. Die folgenden Ergebnisse stellen erste Erkenntnisse zu diesem komplexen Problemkreis dar.

3.3.1. Zwängungen bei vollständiger Dehnungsbehinderung

Die Erwärmung eines flächigen Querschnitts (Scheibe, Platte) erfolgt wegen der einseitigen Beflammung gegenüber einem stabförmigen Bauteil zwar merklich verzögert. Die Zwangskräfte erreichen für die hochbauüblichen Querschnittsdicken etwa nach 50 Minuten ihr Maximum. Die zu erwartende Größenordnung veranschaulicht Bild 7. Der Wert $\max \Delta N_B$ stellt dabei die zu erwartende maximale Zwangskraft des reinen Betonquerschnitts pro laufendem Meter in unmittelbarer Nähe der Brandbereichsgrenze bei vollständiger Dehnungsbehinderung dar. Der Bewehrungseinfluß erhöht diesen Wert noch zusätzlich. In den Untersuchungen konnte festgestellt werden, daß allein aus diesen in Flächentragwerksebene wirkenden Kräften mit einer Druckzerstörung bei dünneren Querschnitten ($d \leq 180 \text{ mm}$) zu rechnen ist [35].

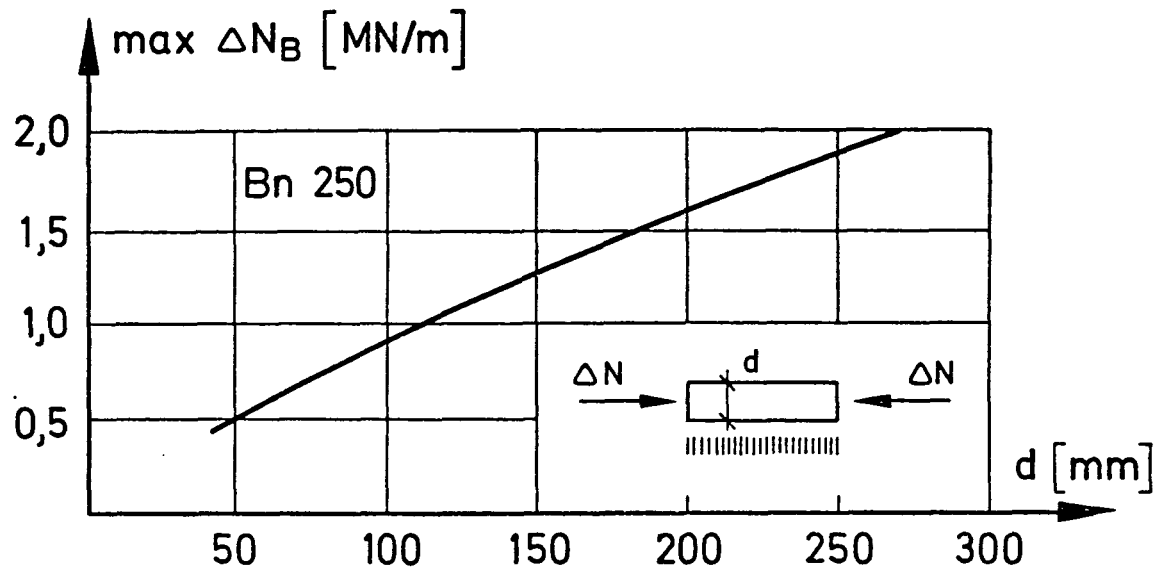


Bild 7: Zwängungskräfte bei vollständiger Dehnungsbehinderung

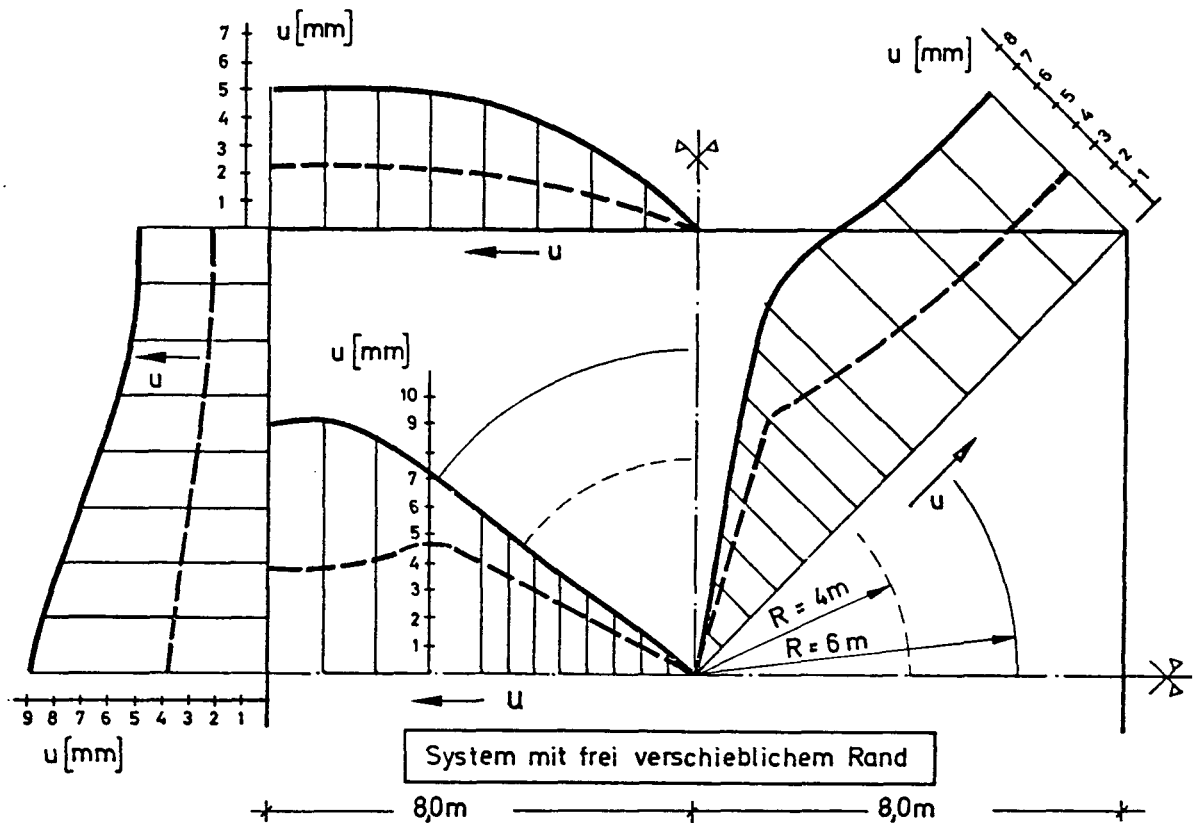


Bild 8: Horizontalverformungen der zentrisch beflammtten Platte mit frei verschieblichen Rändern

Liegt eine lokale Brandbeanspruchung vor, nimmt mit zunehmender radialer Entfernung von der Brandbereichsgrenze die zur Zwängungsweiterleitung verfügbare Fläche quadratisch zu. Dadurch ist mit einer schnellen Entlastung zu rechnen [29]. Kritisch sind hingegen jene Fälle zu beurteilen, in denen sich der Brand zwischen zwei sehr steifen Randgebieten ausbildet. Die dann einwirkenden Kräfte können selbst bei gegenüber Bild 7 reduzierten Werten kaum ohne größere Schäden aufgenommen werden.

Der Fall der vollständigen Dehnungsbehinderung stellt in der Baupraxis sicher einen theoretischen Grenzfall dar, da eine gewisse Verformung stets möglich ist und bereits lokale Zerstörungen eine merkliche ΔN -Reduzierung bewirken. Andererseits wird durch die Kenntnis der möglichen Zwangswirkungen die Erklärung von Schäden leichter möglich, die an vom Brandherd zum Teil weit entfernten Bauteilen zu beobachten sind. Erste Vergleiche der rechnerischen Zwängungswerte mit experimentellen Ergebnissen nach [24] ergaben eine befriedigende Übereinstimmung. Differenziertere Aussagen werden nach Inbetriebnahme des neuen Versuchsstandes des Sonderforschungsbereichs 148 möglich sein (A 2 - 5).

3.3.2. Zwängungen aus thermisch bedingten Dilatationen

Dem Grenzfall der vollständigen Dehnungsbehinderung am Flächentragwerksrand steht dessen freie Verschiebungsmöglichkeit gegenüber. Bild 8 zeigt die horizontalen Verschiebungen einer $d = 160 \text{ mm}$ dicken Platte von $F = 16^2 \text{ m}^2$ für den Grenzfall einer horizontal frei verschiebbaren Lagerung; zusätzlich variiert wurde die Ausdehnung des kreisförmig angenommenen Brandbereichs. Dargestellt ist der Verschiebungsverlauf nach $t = 30$ Minuten Brandeinwirkung; für höhere Zeiten ergab sich rechnerisch nur noch eine geringe Verformungszunahme, da die Zwängungen infolge stark reduzierter Festigkeiten im Brandbereich nicht weiter ansteigen. Charakteristisch ist ein ausgeprägtes Verschiebungsmaximum an der Brandbereichsgrenze.

Die Verformungsbehinderung in einem Bauwerk wird in vielfältiger Weise durch die gekoppelten Randbalken, Unterzüge, Stützen usw. beeinflusst.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurden die daraus resultierenden möglichen Veränderungen des Verschiebungsverlaufs abgeschätzt. Im Rechenmodell dienten dazu Federelemente, deren Kennwerte den Steifig-

keiten von Randbalken und Stützen entsprachen. Es zeigte sich, daß selbst bei sehr hohen Eigensteifigkeiten dieser Bauteile die horizontale Flächentragwerksverformung praktisch nicht beeinflußt wird. Auch bei einem relativ engen Stützenraster und Randunterzügen kurzer Stützweite entsprechen die Dilatationen fast vollständig dem Grenzfall der freien Verschieblichkeit.

Die horizontalen Verschiebungen des Flächentragwerks bewirken eine Zwängung der gekoppelten Bauteile. Randbalken werden horizontal verkrümmt und damit einer zweiachsigen Biegung unterworfen; Stützen erfahren eine Kopf- oder Fußpunkt-Verschiebung mit daraus resultierenden Zwangsbeanspruchungen ΔM und ΔQ , deren Wirkungsrichtung in der Regel gleichfalls mit der Gebrauchslastbeanspruchung übereinstimmen dürfte.

Die Untersuchungen ergaben, daß durchlaufende Randbalkensysteme infolge ihrer geringen Eigensteifigkeit relativ ungefährdet sind.

Wesentlich kritischer ist die Zwangsbeanspruchung von Stahlbetonstützen. Bild 9 zeigt die Gefährdung von zwei Stützen gleicher Systemlänge, jedoch unterschiedlichen Querschnitts; der Standort zum Brandbereich läßt vereinfachend eine einachsige Biegebeanspruchung erwarten. Als Kopfverschiebung u wurden die Werte nach Bild 8 benutzt. Es zeigt sich, daß unter Umständen bereits nach 30 Minuten mit einem Versagen infolge der thermischen Zwängungen gerechnet werden muß, obwohl die Stützen selbst dem Brand nicht direkt ausgesetzt sind.

4. Abgrenzung gegenüber anderen Arbeiten

Über vergleichbare Arbeiten zum Problemkreis der Zwängungsbeanspruchung und Dilatation brandbeanspruchter Platten ist bisher nur noch von der

Fire Research Section der Portland Cement Association,
Illinois, USA

berichtet worden. Es wurden sowohl experimentelle als auch numerische Ergebnisse vorgestellt. Zielsetzung der amerikanischen Forscher war jedoch nicht eine grundlegende Erforschung dieses umfangreichen, komplexen Problemgebiets; im Vordergrund des Arbeitsprogramms stand die mehr punktuelle

$R_1 \div R_3$: Variation der Platten - Teilbeflammung (F_T)

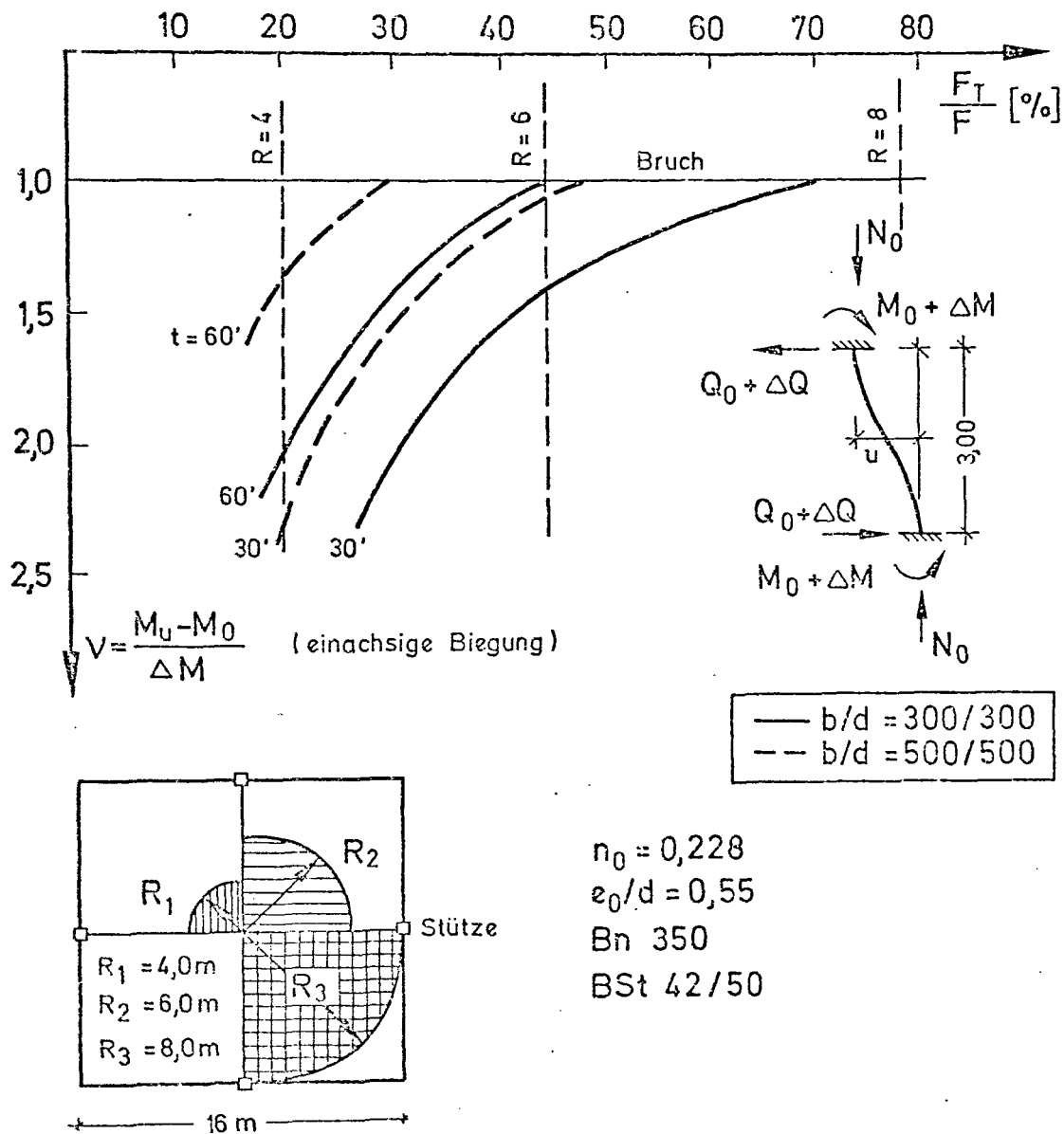


Bild 9: Gefährdungscharakteristik von Stützen

Untersuchung einiger weniger Einflußgrößen. Rechnerische Parameterstudien zur Beurteilung des Einflusses einzelner Faktoren wurden nicht durchgeführt.

Ziel der Arbeiten des Sonderforschungsbereichs 148 auf diesem Gebiet ist dagegen, Grundlagen für eine umfassende Analyse des Brandverhaltens von Gebäudeabschnitten bzw. Gebäudegesamtkonstruktionen zu schaffen. Nach der Untersuchung aller wesentlichen Einflußgrößen anhand von Parameterstudien sind weitere rechnerische Studien zur Klärung der Zwängungsbeanspruchung aufgrund von Interaktionen zwischen den Einzelbauteilen geplant. Punktuelle Überprüfungen der rechnerischen Ergebnisse sollen mit Hilfe von Experimenten im neuen Versuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 [38] durchgeführt werden.

5. Weiterentwicklung des Rechenmodells

Das bei den hier vorgestellten numerischen Untersuchungen benutzte Rechenmodell liefert aufgrund der eingeführten Näherungen in erster Linie qualitative Aussagen über den Einfluß einzelner Parameter. Die geplante Erweiterung des Rechenmodells durch

- Einführung eines temperaturabhängigen, nicht linearen, biaxialen Werkstoffgesetzes für den integrierten Baustoff Stahlbeton,
- Berücksichtigung des durch den Temperaturgradienten über die Plattendicke oder durch Belastung verursachten Biegeanteils,

wird dann auch exakte, quantitative Angaben über den zeitlich veränderlichen Spannungs- und Verformungszustand ermöglichen.

Überprüfungen und Korrekturen am eingeführten biaxialen Werkstoffgesetz werden nach zweiachsigen Festigkeitsversuchen an Betonen unter Temperaturbeanspruchung im Projekt B3 des SFB 148 möglich sein.

Nach Erweiterung des Rechenmodells können in die Studien auch Rippen- und Kassetendecken einbezogen und der Einfluß von Bewehrungsanordnung und -gehalt auf das Brandverhalten von Platten untersucht werden.

Rechnerische Untersuchung zum Brandverhalten allseitig frei
aufgelagerter Stahlbetonplatten

von

Dr.-Ing. A. Haksever

Seite

1. Problem- und Aufgabenstellung	2
2. Berechnungsverfahren	2
2.1. Grundlagen	2
2.2. Angewandte Methode	3
3. Ergebnisse und ihre Bedeutung	4
4. Ausblick	7

1. Problem- und Aufgabenstellung

Platten sind das am häufigsten vorkommende Konstruktionselement des Massivbaus. Für eine Vielzahl von Grundtypen liegen verschiedene Veröffentlichungen in Form von Tabellen zur Schnittkraftermittlung im kalten Zustand vor [3, 13, 18]. Einige kritische Betrachtungen über die Anwendung der elastischen Plattentheorie auf den Baustoff Stahlbeton sind jedoch parallel dazu anzustellen.

Die rechnerische Behandlung der massiven Stahlbetonplatten im Brandfall erfordert eine immense theoretische und Programmierarbeit. Die Schwierigkeiten resultieren in erster Linie aus folgenden Gründen:

1. Platten sind ein stetiges Kontinuum, so daß deren Tragverhalten mit Stabtheorie schwer erfaßbar ist.
2. Die massiven Platten geben ihre Lasten an die Auflager ab, meist durch die orthotropen Trageigenschaften. Geschlossene Lösungen für verschiedene Randbedingungen sind nicht immer gegeben.
3. Für den vollkommen homogenen und isotropen Werkstoff bleiben die werkstoffeigenen Größen unveränderlich beibehalten; Stahlbeton ist demgegenüber inhomogen.

Im Brandfall überlagern sich naturgemäß mehrere thermisch bedingte Einflüsse, so daß zur wirklichkeitsnahen Berechnung der Flächentragwerke die zu berücksichtigende Parameteranzahl erheblich ansteigt.

Um zu ingenieurmäßigen Aussagen zu gelangen, erscheint es daher ratsam, das Problem z. Z. mit geeigneten Vereinfachungen zu behandeln.

2. Berechnungsverfahren

2.1. Grundlagen

In dem hierzu entwickelten Rechenverfahren wird die materialmäßige Nichtlinearität des Stahlbetons im Brandfall berücksichtigt [22]. Ziel der numerischen Behandlung ist die Rückführung der Plattenaufgabe auf ein äquivalentes, den Rechenautomaten angepaßtes, algebraisches Problem. Zur Algebraisierung der Plattenaufgabe ist die energetische Betrachtung des Problems

vorteilhaft. Damit wird für die gesuchten Schnitt- und Verformungsgrößen der Ansatz von Näherungen möglich, die der richtigen Lösung optimal angepaßt werden können.

Mit dem entwickelten Rechenprogramm kann zunächst eine allseitig frei aufgelagerte, ortothrope und drillsteife Stahlbetonplatte (ohne Drillbewehrung) untersucht werden. Bei Massivplatten mit kreuzweiser Bewehrung ist die Drillsteifigkeit stets gegeben. Das Programm ist aber auch auf diesen Grundlagen entwicklungsfähig.

2.2. Angewandte Methoden

Die Forschungsarbeiten weisen nach [61], daß Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zunehmen, wenn auch im Stahlbetonbau die Methoden der Stabilitätstheorie angewandt werden.

Die Arbeitsgleichung bietet für die Methode des Plastizitätsmechanismus eine Lösungsgleichung, die auf der Gleichgewichtsbedingung beruht:

$$\delta A = \delta A_a + \delta A_i = 0 \quad (1)$$

Diese Gleichung drückt aus, daß die Summe der äußeren Arbeit δA_a und der inneren Arbeit δA_i gleich Null sein muß. Hier spielt naturgemäß das wichtige Momenten-Krümmungs-Gesetz des Stahlbetons eine Rolle.

In [59] wird die Grundgleichung der Traglasttheorie für eine mit $p(x,y)$ belastete Platte in Energieform angegeben.

$$\int p_T \cdot w \cdot dF = \frac{M_u}{\sqrt{3}} \left[\int_F \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]^{1/2} dF + 2 \int_s \varphi ds \quad (2)$$

wobei hier w die Durchbiegungen der Plattenebene und φ die Verdrehungen im Bruchmechanismus wiedergeben. Das Integral auf der linken Seite der Gleichung wird für die äußere Arbeit und das auf der rechten Seite für die innere Arbeit benutzt. Die genaue Lösung von Gl. (2) ist im Brandfall erheblich schwieriger als im kalten Zustand. Bei der programmgesteuerten Durchführung der Berechnung wurde das erste Integral auf der rechten

Seite vernachlässigt, d. h. im Bruchmechanismus wurde angenommen, daß in der Plattenmittelfläche nur Membrankräfte wirken.

3. Ergebnisse und ihre Bedeutung

Mit Hilfe des in Pkt. 2 beschriebenen Verfahrens wurde eine allseitig frei aufgelagerte Stahlbetonplatte im Brandfall berechnet.

Die Stahlbetonplatte ist 16 cm dick und kreuzweise bewehrt. Es wurde bewußt eine sehr hohe Bewehrung gewählt, so daß sich für die Platte eine relativ lange Branddauer ergibt. Sie hat eine Lateralbelastung von $q = 1,55 \text{ Mp/m}^2$. An den Plattenecken werden keine festhaltenden Kräfte durch Anker oder Auflasten gegen Abheben der Ecken angeordnet, so daß eine Drillbewehrung sich erübrigt. Die Stahlbetonplatte ist auf Gleitlagern frei verschieblich. Es wurde somit angenommen, daß keine schwerwiegenden Zwängungen in Dehnungsrichtung entstehen. Weitere Angaben über die Konstruktion sind ebenfalls in Bild 1 zu finden.

tere Angaben über die Konstruktion sind ebenfalls in Bild 1 zu finden.

In Bild 1 sind auf der horizontalen Achse die Branddauer und auf der vertikalen Achse die bezogenen Traglasten der Platte eingetragen. Der Brandraum-Temperaturverlauf wurde nach der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102 gesteuert und die Bauteiltemperaturen nach einaxialer Wärmewirkung mit Differenzenverfahren gerechnet.

Es wird deutlich, daß mit fortschreitender Branddauer die Traglasten der Platte steil abnehmen, beispielsweise betragen sie nach 20 Minuten Branddauer in etwa die Hälfte der ursprünglichen Traglasten im kalten Zustand.

Der Bruchzustand erfolgt dadurch, daß die vorhandenen Gebrauchslasten die Traglasten der Stahlbetonplatte bei der aktuellen Branddauer erreichten. Dieses ist der Fall in der 54. Minute.

Auf dem gleichen Bild sind ebenfalls die bezogenen Traglasten eines Plattenstreifens mit der gleichen Dicke und Bewehrung eingetragen. Zwischen den beiden Plattenarten ist damit eine erhebliche Traglastdifferenz auch im Brandfall zu beobachten. Die Traglasten der Plattenstreifen betrugen in etwa 20 % der allseitig frei aufgelagerten Platte, was wiederum auf die günstigere Tragwirkung der kreuzweise abgespannten Platten hinweist.

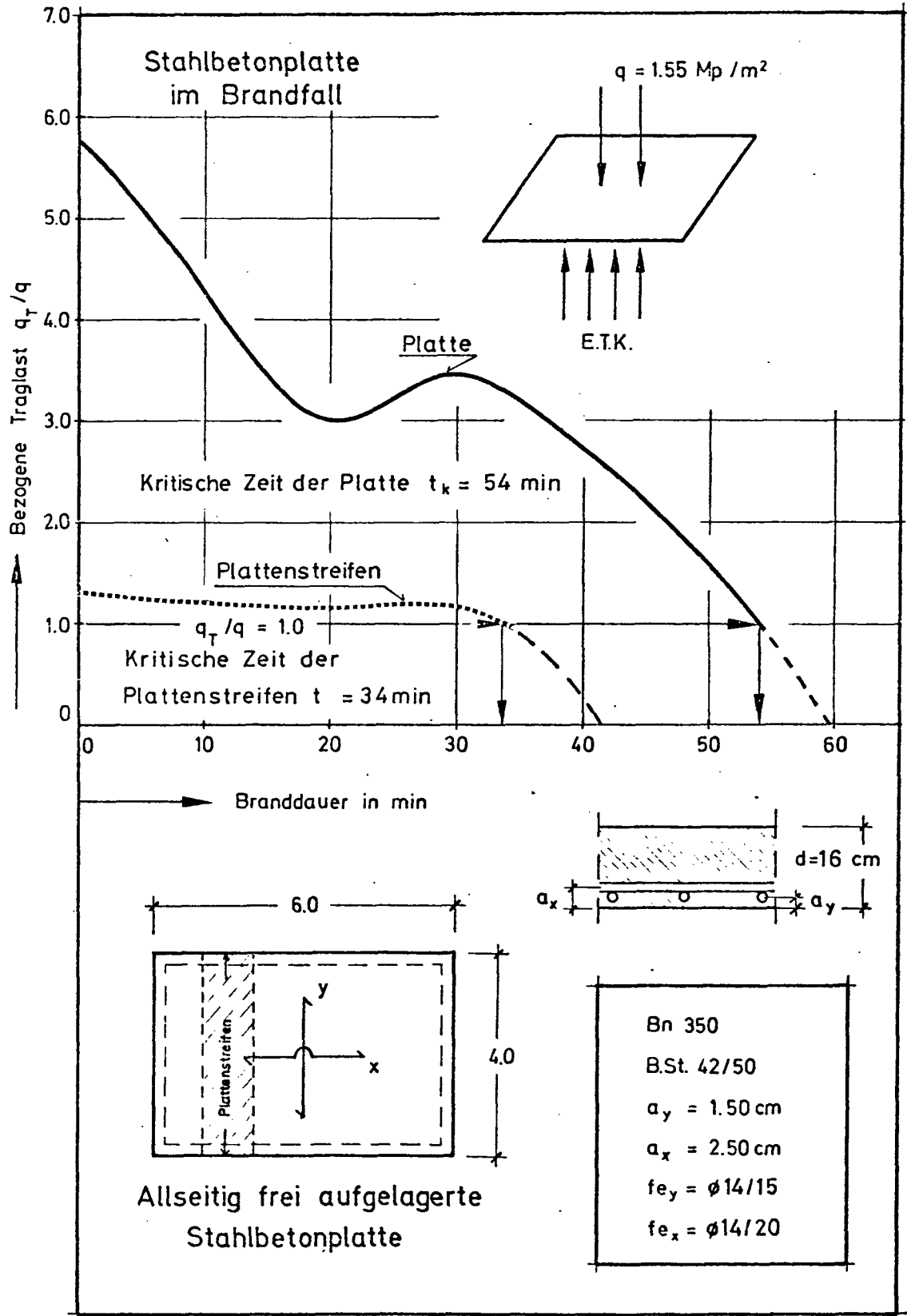


Bild 1: Traglastverlauf einer Stahlbetonplatte im Brandfall

Nach 30 Minuten Branddauer ist eine geringfügige Traglaststeigerung (ca. 8 %) bei der kreuzweise aufgelagerten Platte zu beobachten. Dieser Effekt kann nur damit erklärt werden, daß die hier verwendeten theoretischen Stahlarbeitslinien in bestimmten Temperaturbereichen eine gewisse Verfestigung erfahren. In Bild 2 sind die gerechneten Temperaturen der Stahleinlagen mit fortschreitender Branddauer eingetragen. Nach 30 Minuten Branddauer besitzen die Stahleinlagen eine Temperatur von 250 - 300 °C. Bei dieser Temperatur ist in der Bruchspannung vom Stahl ein Festigkeitszuwachs von 10 % in den Stahlarbeitslinien einprogrammiert [28].

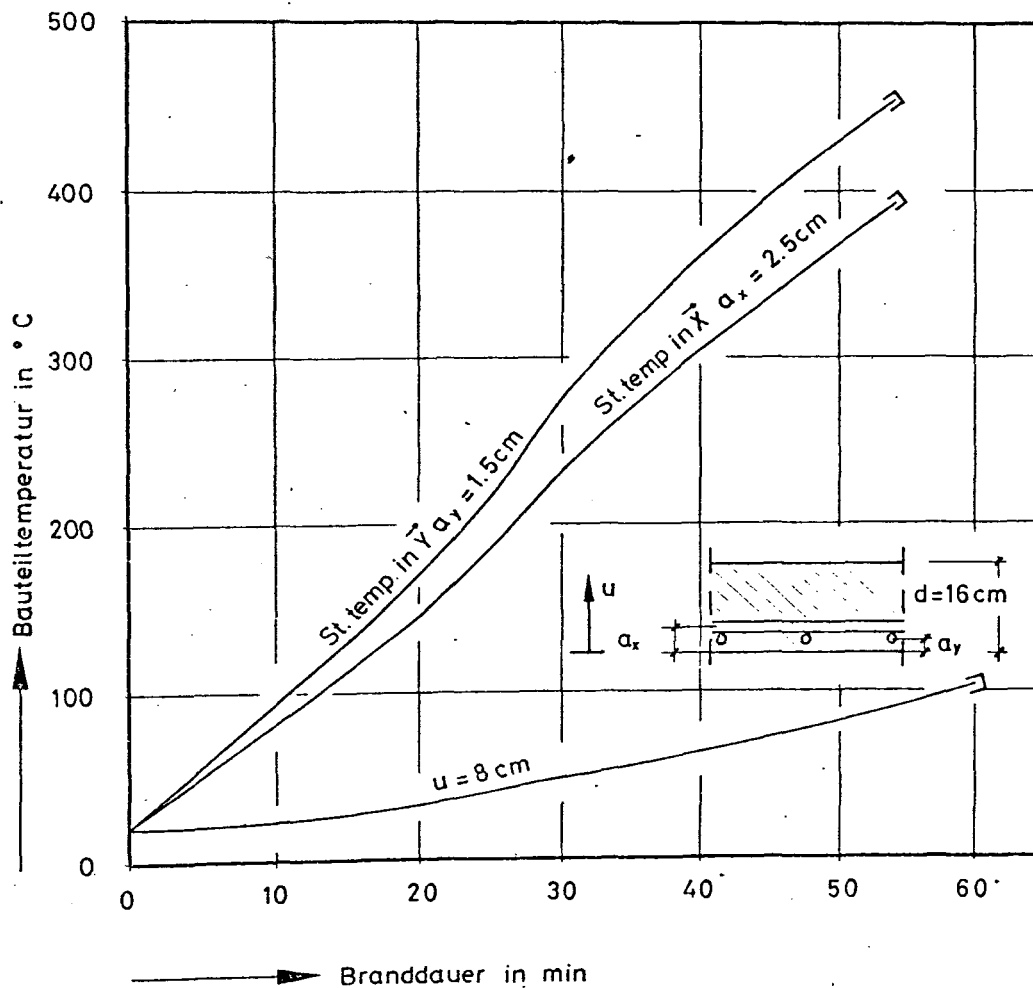


Bild 2: gerechnete Bauteiltemperaturen

4. Ausblick

Der vorliegenden Aufsatz beschreibt die Berechnung von kreuzweise allseitig frei aufgelagerten Stahlbetonplatten nach einem geeigneten Berechnungsverfahren.

Die gewonnenen Ergebnisse vermitteln einen Einblick in das unterschiedliche Tragverhalten von Stahlbetonplatten und -plattenstreifen im Brandfall. Besonders interessant dabei sind die Ergebnisse über das unterschiedliche Tragverhalten der beiden Plattenarten.

Das aufgestellte Programm ist entwicklungsfähig auch für andere Auflagerbedingungen. Bei entsprechender Berücksichtigung der Randbedingungen in Gleichung (2) kann das Programm erweitert werden. Auch die Anordnung einer Drillbewehrung kann bei der Querschnittsdiskretisierung berücksichtigt werden.

Planungsgrundlagen für einen Horizontalrahmen
zur Prüfung brandbeanspruchter, verformungsbe-
hinderter flächenartiger Tragwerke

von

Dipl.-Ing. L. Krampf

	Seite
1. Allgemeines	2
2. Konstruktion	6
3. Wirkungsweise	7
4. Erforderliche Kapazität	16
4.1. Abschätzung der freien Dilatation	14
4.2. Abschätzung der aufzunehmenden Zwangskräfte	17
5. Ausrüstung der Prüfanlage	19
5.1. Brandkammer	19
5.2. Brenner	19
5.3. Vertikalaufleger	20
5.4. Hydrauliksysteme	20
5.5. Meßeinrichtung	21

1. Allgemeines

Zusätzlich zu dem Versuchsstand des Teilprojektes A 1 wurde im Finanzierungsantrag des Sonderforschungsbereichs 148 für die Haushaltsjahre 1975 - 1977 eine Anlage für das Teilprojekt A 2 beantragt.

Mit Hilfe dieser Versuchseinrichtung soll einerseits die Beeinflussung des Brandverhaltens von ebenen flächenartigen Bauteilen durch Behinderung ihrer thermischen Längsdehnung studiert werden. Diese Dehnung kann beliebig behindert werden (zugelassener Dehnweg annähernd frei bis annähernd = 0) und simuliert somit die umgebende Konstruktion unterschiedlicher Steifigkeit. Die Angriffsebene der horizontalen Zwängungskräfte in bezug auf den Querschnitt des Prüfkörpers (quasi unverformter Zustand bei Versuchsbeginn) kann variiert werden.

Andererseits werden Ergebnisse erwartet über die Zusatzbeanspruchung, die die umgebende, nicht unmittelbar brandbeanspruchte Konstruktion aus der beflamnten Platte aufzunehmen hat.

Bei der ursprünglichen Planung handelte es sich um einen horizontalen Stahlrahmen, der in ein im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig vorhandenes Brandhaus, den großen Deckenprüfstand, eingegliedert werden sollte.

Die Größe des Prüfrahmens und damit die der Prüfkörper waren durch die Maße der vorhandenen Anlage begrenzt. Horizontalkräfte konnten nicht nach außen abgegeben werden, sondern mußten systemschlüssig aufgenommen werden. Da das Deckenbrandhaus auch - und zwar vorwiegend - anderweitig genutzt wird, konnte der Rahmen nicht ortsfest ausgebildet werden. Er sollte vielmehr jeweils zwischen zwei Versuchsserien mit dem verfügbaren Hallenkran ab- und wieder aufgebaut werden.

Aus diesen Gegebenheiten resultierten gewisse Einschränkungen in der Einsatzmöglichkeit des Prüfrahmens; eine Beeinflussung der Endverdrehung der Prüfkörper war z. B. nur indirekt möglich. Die Einschränkungen wurden vom SFB und den Gutachtern jedoch in Kauf genommen, und die DFG genehmigte die vorgesehene Investition.

Nach schriftlicher Diskussion mit den Gutachtern Dr. Ehm und Dr. Seiler über Detailprobleme wurde die Anlage bis zur Baureife durchkonstruiert.

Zwischenzeitlich veränderte sich die Lage auf dem Gebiet der amtlichen Materialprüfung wesentlich. Moderne Bauweisen des Gebäude-Innenausbaus kombinieren in zunehmendem Maße Leichtbaukonstruktionen miteinander. Das Verhalten solcher Systeme im Brandfall läßt sich mit konventionellen Prüfmethoden nicht mehr beurteilen. Vielmehr müssen Großversuche durchgeführt werden, die zeitlich und räumlich sehr aufwendig sind. Diese Versuche - es handelt sich um sogenannte "Fluchttunnel", bestehend aus leichten Unterdecken und Trennwänden - können nur in der Materialprüfanstalt Braunschweig durchgeführt werden, da nur hier eine ausreichend große Prüfanlage zur Verfügung steht, nämlich das Deckenbrandhaus, das vorgesehen war zur Aufnahme des Horizontalrahmens für den SFB.

Eine Teilbelegung der Prüfanlage mit Forschungsarbeiten des SFB hätte einerseits zu unververtretbaren Wartezeiten im Bereich der amtlichen Materialprüfung geführt; vor allem aber hätte diese Situation auch höchst ungünstige Auswirkungen auf die Terminplanung des SFB im Teilprojekt A 2 gehabt.

Die Leitung des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig und der SFB 148 entschlossen sich daher, eine neue Anlage für die Prüfung von brandbeanspruchten dilatationsbehinderten, flächenartigen Bauteilen zu schaffen, und der SFB stellte am 13. 01. 1977 einen entsprechenden Antrag an die DFG. Diese sah sich jedoch außerstande, über den Antrag ohne die fachliche Beratung der Gutachter zu entscheiden. Der Antrag wurde daher in den Finanzierungsantrag für die Haushaltsjahre 1978 - 1980 übernommen (s. dort, S. 87 - 89).

Da die Anlage durch den SFB 148 zeitlich nicht voll ausgenutzt wird, soll sie von der Amtlichen Materialprüfung mitbenutzt werden. Ein Ersuchen um Mitfinanzierung wird an den Wirtschaftsminister des Landes Niedersachsen gestellt.

2. Konstruktion

Auf zwei hier beigegeführten Zeichnungen (Seiten 4 und 5) ist der geplante Prüfstand im Grundriß und Schnitt dargestellt. Wie aus dem Grundriß hervorgeht, war es möglich, eine günstige räumliche Zuordnung zu der Anlage des Teilprojekts A 1 zu finden. So steht z. B. der vorhandene Schornstein zur Verfügung, und der Transport von gemeinsam genutzten Geräten kann zwischen den Versuchsständen ohne besondere Schwierigkeiten erfolgen. Dringend benötigte zusätzliche Arbeits- und Lagerfläche wird infolge der Lage zwischen den vorhandenen Gebäuden ohne großen Aufwand geschaffen.

Aus dem Querschnitt wird das Prinzip der konstruktiven Ausbildung deutlich. Der eigentliche Brandraum liegt im Kellergeschoß; die Prüfkörper- bzw. Einspannrahmenebene ist der Kellerdecke gleich. Der Rahmen selbst besteht aus einem scheibenartigen Spannbetontragswerk, das seine Vertikallasten an Stützen und Wände abgibt und die eigentlichen aus dem Versuch herrührenden Kräfte - horizontal wirkend - kraftschlüssig als geschlossener Rahmen bzw. als Scheibe mit Mittenaussparung aufnimmt.

Die Pressen und die gegenüberliegenden Widerlager können in verschiedenen Höhen montiert werden, und es ist möglich, zwei Pressen übereinander anzuordnen.

In technischer Hinsicht bietet die neue Anlage deutliche Vorteile gegenüber der ursprünglichen Planung:

Die Anlage wird - von den auch anderweitig, insbesondere im Rahmenversuchsstand des Teilprojekts A 1 einsetzbaren Pressen abgesehen - ortsfest ausgebildet. Dadurch werden nicht nur Erleichterungen versuchstechnischer Art geschaffen, sondern auch Fehlerquellen und Gefahren durch Transport- und Montagebeschädigungen verringert.

Alle aus der Verformungsbehinderung der Prüfkörper herrührenden Beanspruchungen werden von einer starren Spannbetonscheibe aufgenommen. Dadurch wird auch eine Verdrehungsbehinderung der Prüfkörper an ihren Auflagern möglich, auf die vorher verzichtet werden mußte.

3. Wirkungsweise

Obgleich sich die Wirkungsweise der Prüfeinrichtung nicht grundsätzlich von der alten Konzeption unterscheidet, soll sie hier noch einmal kurz erläutert werden.

Die günstige Wirkung einer Verformungsbehinderung auf ein vorwiegend biegebeanspruchtes Bauteil im Brandfall ist - grob an einer Stahlbetonplatte dargestellt - folgende:

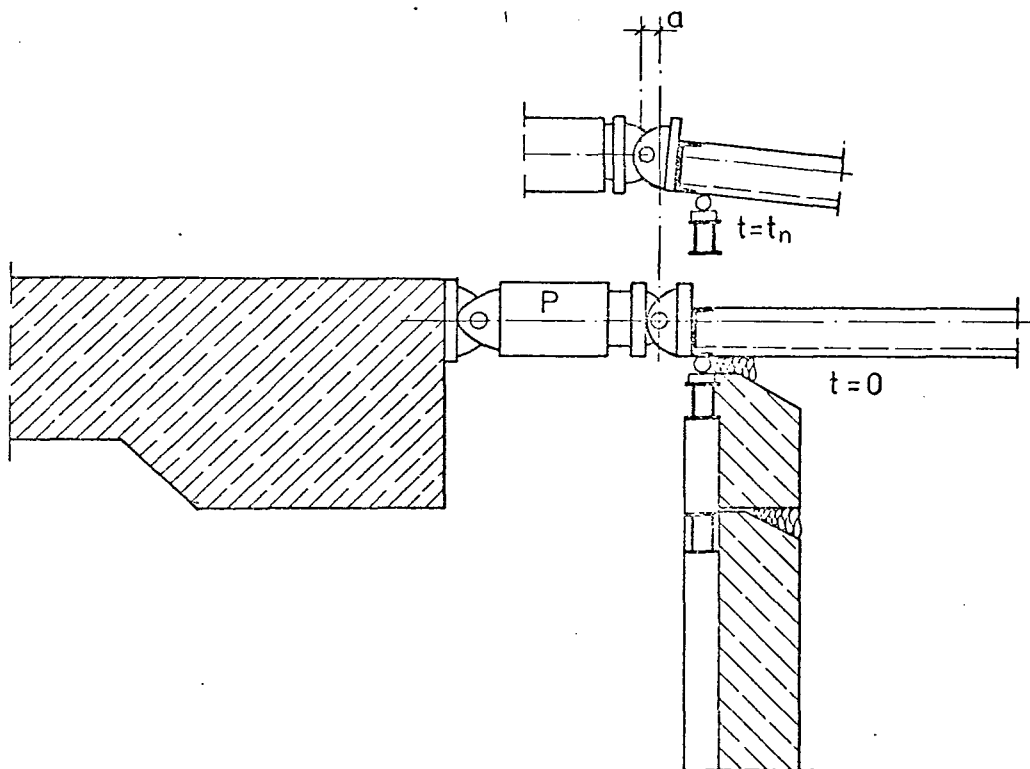
Bei Brandbeanspruchung von unten wird die Biegezugbewehrung im Feld erwärmt, und sie versagt, wenn sie ihre kritische Temperatur erreicht, bei der definitionsgemäß die Fließgrenze auf die im Stahl vorhandene Spannung abfällt. Durch Behinderung der Dilatation des Bauteils werden Druckkräfte und - abhängig von der Angriffsebene der Druckkräfte - ggf. Momente aufgebracht, die die Biegezugspannung der Feldebewehrung abbauen. Die kritische Temperatur wird dadurch erhöht, die Feuerwiderstandsdauer des Bauteils verlängert. Eine entsprechende Wirkung tritt bei Behinderung der Auflagerrotation ein.

Ein Versagen des Bauteils durch Überbeanspruchung der Biegedruckzone ist nur in seltenen Fällen zu erwarten.

Auf vier Skizzen (S. 8 - 11) sind Vertikalschnitte der verformungsbehinderten Prüfstückenden dargestellt. In Fall 1) greift die Zwangskraft P in der Spannungs-Nulllinie an und erzeugt am unverformten System kein Zusatzmoment. Erst wenn sich der Prüfkörper während des Versuchs nach unten durchbiegt, wird ein Zwangsmoment erzeugt, das in diesem Fall mit dem Moment aus Gebrauchsbeanspruchung gleichsinnig ist. Es ergibt sich dadurch eine ungünstige Wirkung, die den günstigen Einfluß der Querschnittsüberdrückung durch P reduziert, ja ungünstigstenfalls aufheben kann. Diese Art der Dehnungsbehinderung wird in der Praxis jedoch selten auftreten.

Die Zwangskraft in Fall 2) greift unterhalb der Spannungs-Nulllinie, hier in der Ebene der Biegezugberechnung, an.

- 1) Zwangskraft greift in der Spannungs - Null - Linie an



Versuchsprogramm :

$P = 0$
 \vdots
 P_{\max}

a messen

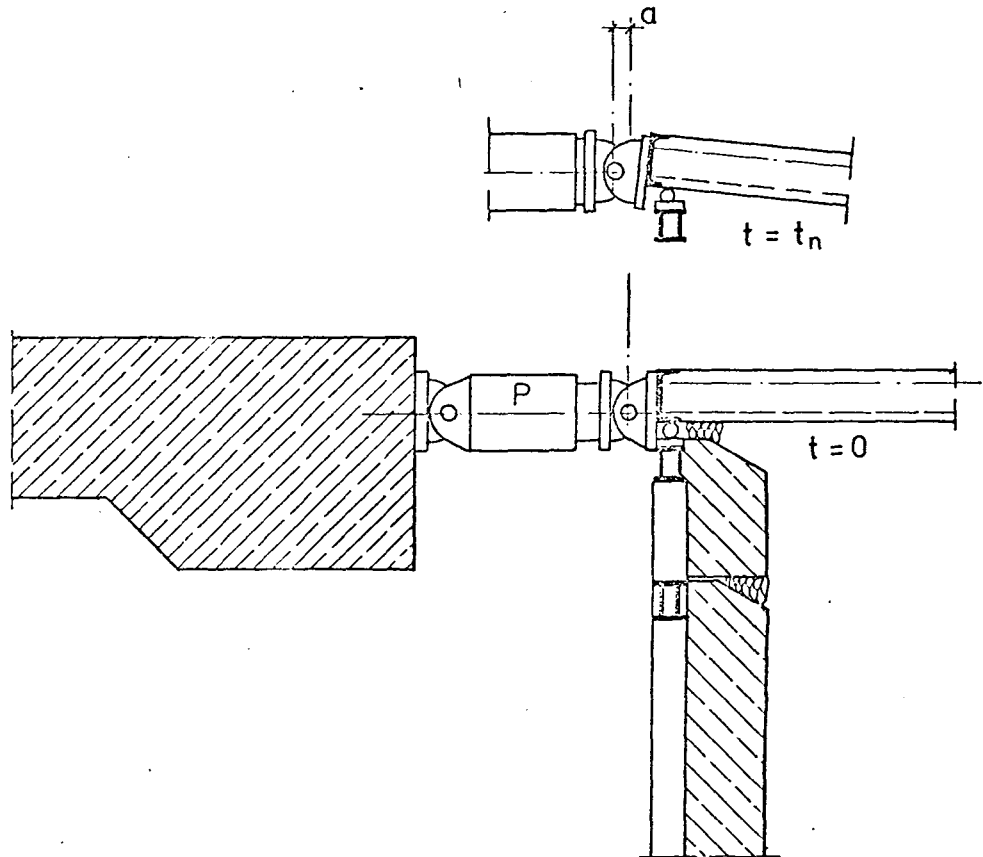
$a = 0$
 \vdots
 a_{\max}

P messen

	q	T + P
Auflager	N = 0	N = -P
	M = 0	M = 0
Feld	N = 0	N = -P
	M = +	M = +

ungünstige Wirkung

2) Zwangskraft greift unter der Spannungs-Null-Linie an



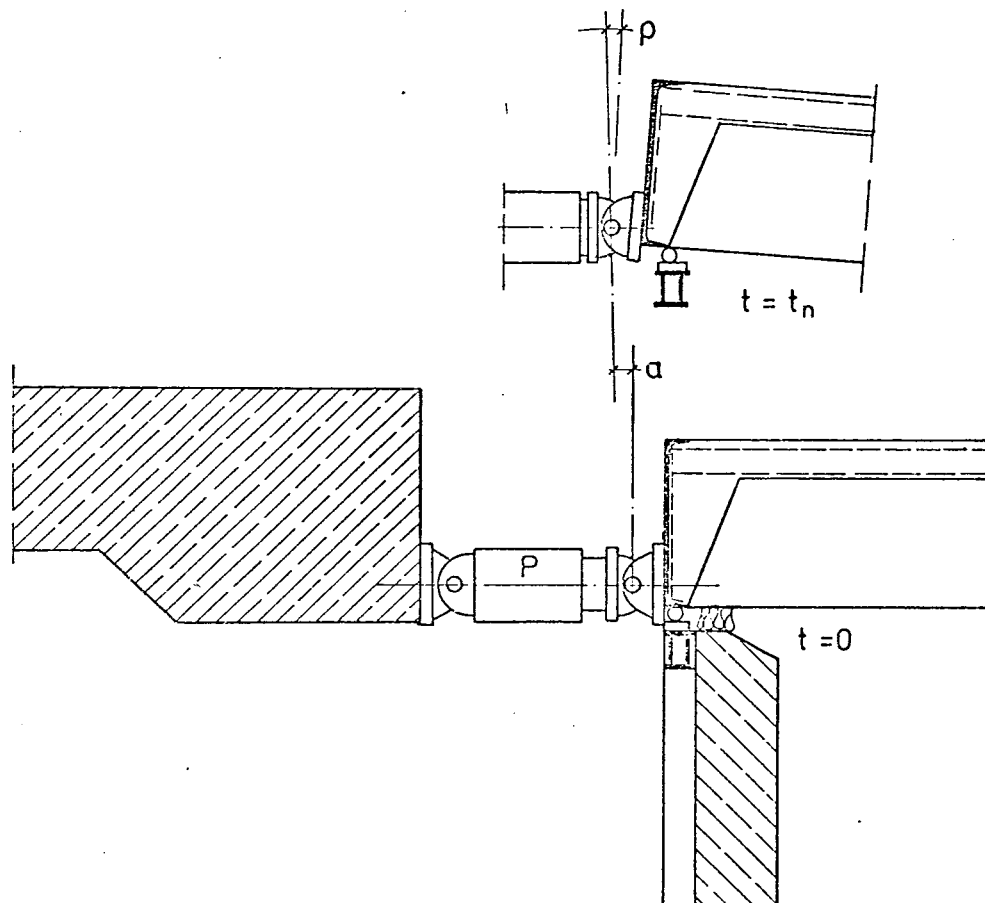
Versuchsprogramm:

$$\left. \begin{array}{l} P = 0 \\ \vdots \\ P_{\max} \end{array} \right\} a \text{ messen}$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 0 \\ \vdots \\ a_{\max} \end{array} \right\} P \text{ messen}$$

	q	T + P
Auflager	N = 0	N = -P
	M = 0	M = -
Feld	N = 0	N = -P
	M = +	M = - → 0
günstige Wirkung		

- 3) Zwangskraft greift deutlich unter der Spannungs-Null-Linie an
(z.B. Rippendecken, Verbundkonstruktionen)



Versuchsprogramm:

$P = 0$
 \vdots
 P_{\max}

a messen
 p messen

$a = 0$
 \vdots
 a_{\max}

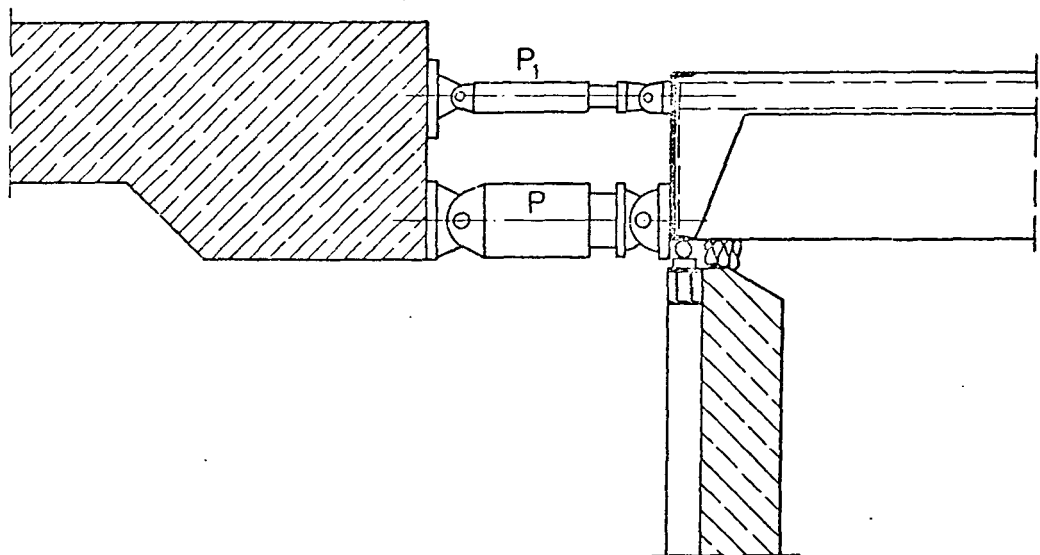
P messen
 p messen

	q	$T + P$
Auflager	$N = 0$	$N = -P$
	$M = 0$	$M = -$
Feld	$N = 0$	$N = P$
	$M = +$	$M = -$
günstige Wirkung		

4) Zwangskraft greift deutlich unter der Spannungs-Null-Linie an

wie Fall 3), jedoch durch zusätzliches unabhängiges Pressensystem Steuerung der Endverdrehung besser möglich.

(Ausrüstung noch nicht in der Kostenrechnung enthalten)



Versuchsprogramm

$P = 0$ \vdots P_{\max}	a messen ρ messen	entspricht Fall 3)
$a = 0$ \vdots a_{\max}	P messen ρ messen	
$\rho = 0$ \vdots ρ_{\max}	P messen P_1 messen a messen	

Sie erzeugt am unverformten System ein über die Prüfstücklänge konstantes negatives Moment, das während des Versuchsverlaufs in Bereichen größerer Durchbiegung abgebaut wird. Im Zusammenwirken mit der Zwangs-Druckbeanspruchung beeinflusst diese Art der Dehnungsbehinderung, die etwa bei vorgefertigten Stahlbeton-Massivplatten zu erwarten ist, das Tragverhalten günstig.

Fall 3) beschreibt die Zwängung, die etwa bei Stahlbeton-Rippendecken oder Stahl-Verbundkonstruktionen zu erwarten ist. Die Zwangskraft greift hier deutlich unter der Spannungs-Nulllinie an und erzeugt ein beträchtliches entlastendes Moment. Die Wirkung, die in Fall 2) beschrieben ist, wird dadurch verstärkt.

Als Fall 4) schließlich ist dargestellt, wie mit übereinander angeordneten, voneinander unabhängig gesteuerten Pressen eine Behinderung der Endverdrehung vorgenommen werden soll. In diesem Fall wird die Zwängung des Falles 3) durch ein zusätzliches negatives Zwangsmoment verstärkt.

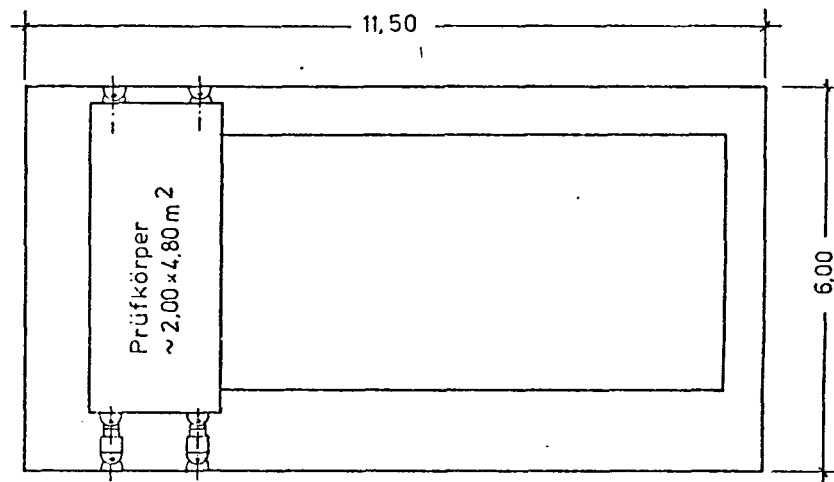
Auf den Seiten 13, 14 und 15 sind die Grundsysteme skizziert, die geprüft werden sollen:

- einachsig gespannte Einfeldsysteme mit Verformungsbehinderung in der Spannrichtung,
- zweiachsig gespannte Einfeldsysteme mit Verformungsbehinderung in beiden Spannrichtungen,
- einachsig gespannte Durchlaufsysteme mit Verformungsbehinderung in der Spannrichtung. Hier liegt das Prüfstück auf Zwischenwänden auf und wird nach links und rechts über diese Wände hinweg bis zum Prüfrahmen weitergeführt, wo die Dilatationsbehinderung vorgenommen wird. Durch Pressen auf den nicht beflamten Plattenenden kann entweder ein definiertes Moment aufgebracht oder auch eine definierte Rotation über den Zwischenauflagern gestattet und festgehalten werden.

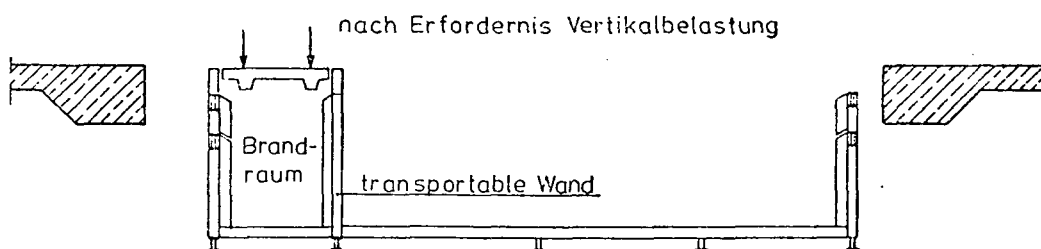
Versuchsanordnung A

Verformungsbehinderung einachsig

Einfeldsystem



Grundriß



Schnitt

Pressendaten: je 2MN (200Mp) Maximalkraft

100 mm Hub (ermögl. rd. 70mm Horizontalverschiebung)

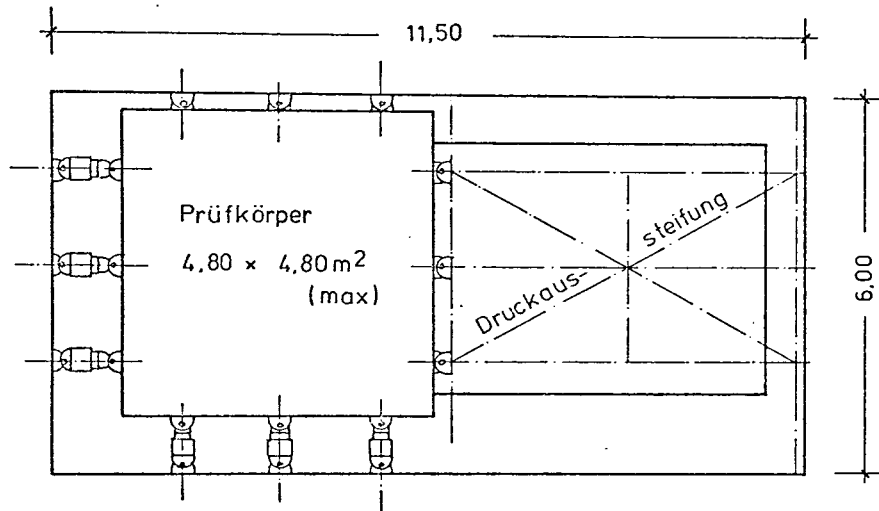
Pressen einzeln oder in Gruppen steuerbar

nach Kraft oder Weg

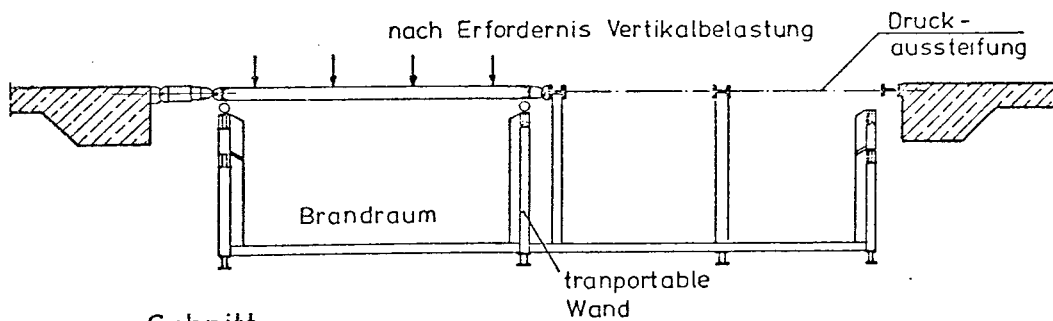
Versuchsanordnung B

Verformungsbehinderung zweiachsig

Einfeldsystem



Grundriß



Schnitt

Pressendaten: je 2 MN (200Mp) Maximalkraft

100mm Hub (ermögl. rd. 70mm Horizontalverschiebung)

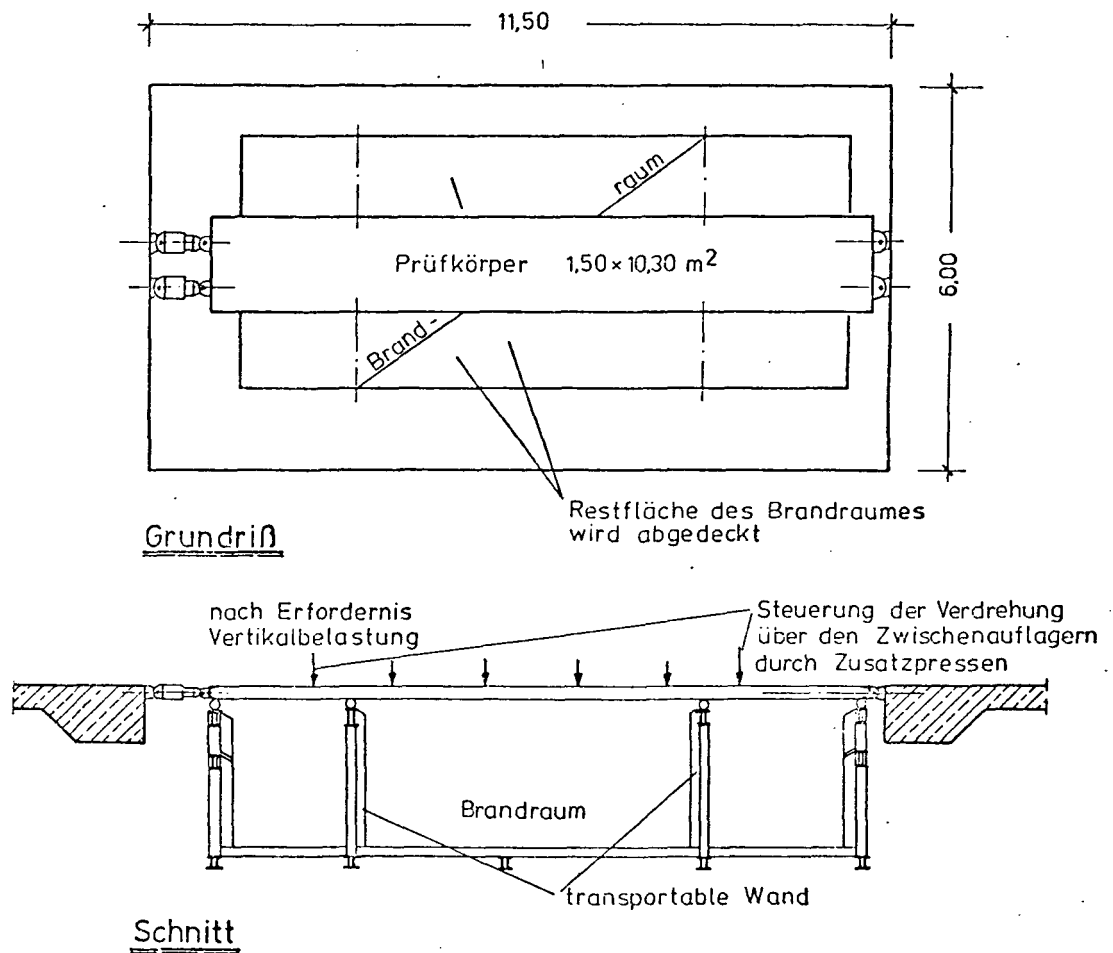
Pressen einzeln oder in Gruppen steuerbar

nach Kraft oder Weg

Versuchsanordnung C

Dehnungsbehinderung einachsig

System durchlaufend



Pressendaten: je 2 MN (200 Mp) Maximalkraft

100mm Hub (ermögl. rd. 70mm Horizontalverschiebung)

Pressen einzeln oder in Gruppen steuerbar

nach Kraft oder Weg

Bei der Versuchsdurchführung kann entweder eine Wegsteuerung der Pressen erfolgen, d. h. unter einer geringen Vorlast zur Erreichung der Kraftschlüssigkeit gestatten die Pressen dem Prüfstück eine vorher zu bestimmende Längsdehnung. Nach Erreichen dieser Dehnung wird eine weitere Verlängerung durch Steigerung der Pressenkräfte verhindert. Im anderen Extremfall wird eine Pressenkraft vorgegeben und die dabei auftretende Dilatation gemessen.

Bei der Versuchsanordnung B ist ein zusätzliches Studium der vertikalen Abhebekräfte der Plattenecken möglich, indem man ein weiteres Pressensystem installiert. Eine solche Kombination von Verformungsbehinderungen - also horizontal rundum und vertikal in den Eckbereichen - ist für die weitere Zukunft geplant. Vorläufig können Untersuchungen von Eckkraftumlagerungen unabhängig - ohne Benutzung des Horizontalrahmens - durchgeführt werden.

Die Beheizung der Brandkammer erfolgt von zwei gegenüberliegenden Seiten. Wenn eine Teilbeflammung nur der Prüfstückmitte etwa erforderlich ist, muß abgemauert und ein Tunnel gebaut werden, damit die Flammen den gewünschten Bereich erreichen können. Auf diese Einbauten zu verzichten und statt dessen das Prüfstück mit Isolierplatten abzukleben, wird für einige Fälle sicher auch genügen, bei sehr lange dauernder Beheizung aber nicht ausreichen.

4. Erforderliche Kapazität

4.1. Abschätzung der freien Dilatation

Geht man von einer mittleren Querschnittserwärmung von

$$\Delta T \sim 500 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

aus, die bei belasteten, zwangsfrei gelagerten Bauteilen in seltenen Fällen überschritten werden dürfte, so ergibt sich bei einer beflamten Bauteillänge von

$$\ell \leq 8,0 \text{ m}$$

und einer für Beton und Stahl gültigen Temperaturausdehnungszahl

$$\alpha_T \sim 10 \cdot 10^{-6}$$

die maximale Bauteilverlängerung zu

$$\Delta \ell = \varepsilon_T \cdot \ell = \alpha_T \Delta T \ell = 40 \text{ mm}$$

Diese Schätzung ist großzügig, da ein Abbau der Dilatation durch Kriech- und Relaxationseinflüsse und durch Vertikaldurchbiegung nicht in Betracht gezogen wurde.

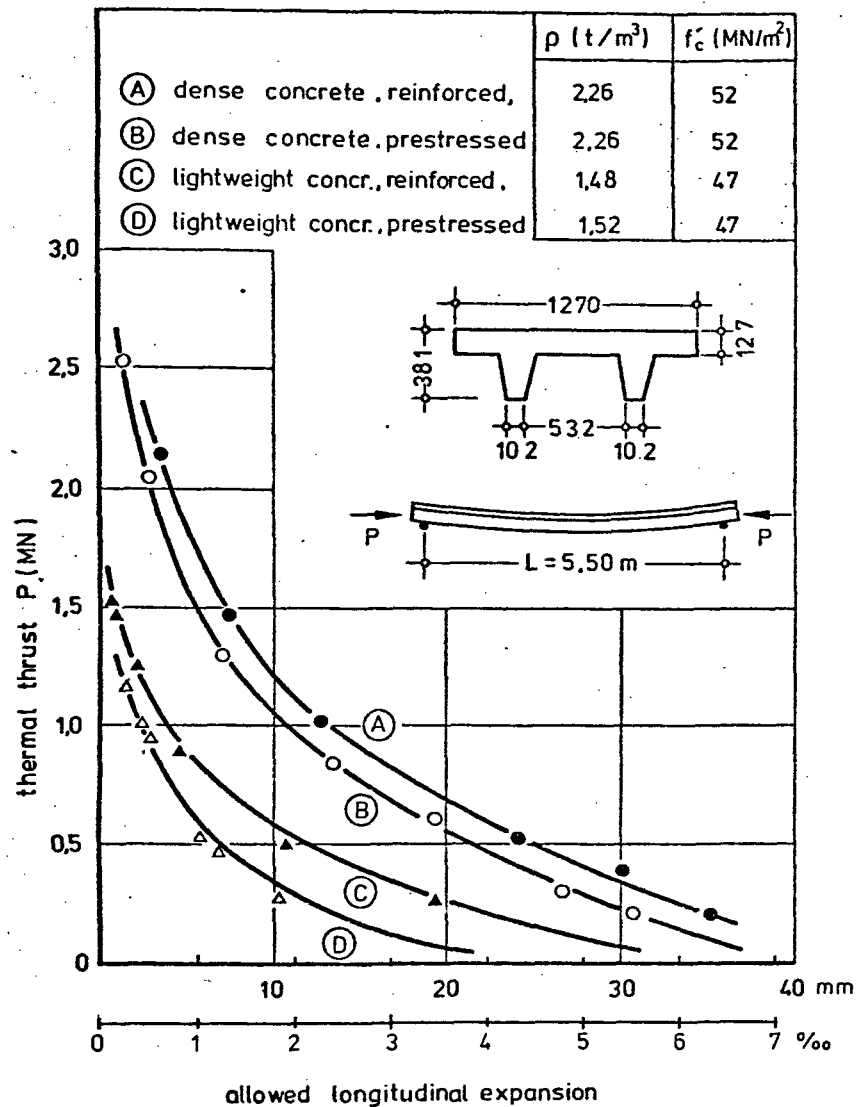
Die Pressen gestatten eine Bauteilverlängerung von 70 mm. Das entspricht mit obigen Ansätzen einer mittleren Querschnittserwärmung von annähernd 900 °C.

4.2. Abschätzung der aufzunehmenden Zwangskräfte

Es kann nicht angestrebt werden, die Anlage für jeden denkbaren ungünstigsten Fall - etwa die vollständige Überdrückung eines Stahl-Verbundquerschnitts bis zur Bruchspannung - auszulegen. Vielmehr ist eine sinnvolle Beschränkung der Möglichkeiten zu finden. US-amerikanische Versuchsergebnisse, die in nebenstehender Skizze wiedergegeben sind, wurden hier zu Hilfe genommen [24].

Es zeigt sich, daß man auf totale Restriktion, durch die sehr hohe Zwangskräfte erzeugt werden, verzichten kann, ohne daß die Aussagefähigkeit der Versuche beeinträchtigt wird. Setzt man die größte gemessene Zwangskraft von 250 Mp als gleichmäßig verteilt auf den Betonquerschnitt von rd. 2000 cm² an, so ergibt sich eine aufgebrachte Spannung von 125 kp/cm² bei einer Betondruckfestigkeit von 520 kp/cm² als ausreichend.

Für die neue Anlage wurde eine Kapazität des Hydrauliksystems von 6 x 200 Mp gewählt. Im Normalfall sollen bei einachsig gespannten Systemen zwei Pressen, also 400 Mp verfügbare Zwangskraft, eingesetzt werden. Verstärkung durch eine weitere Presse ist möglich.



Alle 6 Pressen werden benötigt bei der Untersuchung von zweiachsig gespannten und behinderten Systemen. Es stehen dann je Spannrichtung $3 \times 200 = 600$ Mp zur Verfügung, bei der maximalen Prüfkörperbreite von 4,80 m also 125 Mp/m.

Wird außer der Dilatationsbehinderung auch eine Rotationsbehinderung durch Pressen in verschiedenen Ebenen angestrebt, so wird die jeweils obere Presse zunächst - zum Zeitpunkt $t = 0$ - auf Zug beansprucht. Über die Versuchsdauer wird die Zugkraft infolge der Dilatationsbestrebung des erwärmten Bauteils abgebaut und geht in Druck über, während die von vornherein vorhandene Druckkraft der unteren Presse während des Versuchsvorgangs ständig anwächst.

Bei der zunächst vorgesehenen Ausrüstung des Prüfrahmens werden nur Druckpressen eingesetzt. Durch Tastversuche wird geklärt werden, ob es sinnvoll ist, die noch zu beschaffende, ergänzende Hydraulikanlage zug-/druckregulierbar auszulegen, um das oben skizzierte Durchlaufen verschiedener Zwängungsstadien nachvollziehen zu können.

Zunächst werden aussagekräftige Ergebnisse aus der Versuchsanordnung C (S. 15) erwartet.

5. Ausrüstung der Prüfanlage

5.1. Brandkammer

Innenmaße: $L = 9,50 \text{ m}$, $B = 4,00 \text{ m}$, $H \approx 1,70 - 2,20 \text{ m}$

Die Brandkammerwände bestehen aus geschweißten Stahlrahmen, die die vertikalen Auflagerkräfte der Prüfstücke aufnehmen. Wegen der unterschiedlichen Bauhöhen der Versuchskörper werden die Rahmen "zweistöckig" montierbar ausgeführt. Im Normalfall steht nicht der gesamte Brandraum unter Beflammung. Alle Rahmenteile sind daher versetzbar, um sie unterschiedlichen Prüfkörperausdehnungen und -systemen anpassen zu können.

Der Brandraumboden, in dem sich der Abzug befindet, besteht aus Stahlbeton.

Boden und Wandelemente werden innenseitig mit feuerfestem Beton verblendet. Dieses Konstruktionssystem hat sich bereits beim Prüfstand des Teilprojekts A 1 bewährt.

Die obere Abdeckung der Brandkammer wird im allgemeinen durch den Versuchskörper gebildet. Ggf. freibleibende Bereiche werden mit Gasbetonplatten abgedeckt.

5.2. Brenner

Nach Erfahrungen des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig ist ein Ölbrenner mit maximal 60 l Öldurchsatz/Stunde auf maximal 10 m^3 Brandraum anzusetzen. Es

sind daher 10 preßluftzerstäubende Verbundbrenner für leichtes Heizöl eingeplant. Die Verbrennungsluftversorgung erfolgt durch gruppenweise angebrachte Ventilatoren. Die Brenner werden elektrisch fernbedient; eine elektrische Flammenüberwachung jedes einzelnen Brenners gewährleistet Sicherheit gegen Verpuffungen.

5.3. Vertikalaufleger

Es werden Stahl-Rollenlager ausgebildet, die eine reibungsarme Prüfkörper-Dilatation gestatten. Es ist noch zu prüfen, ob eine Bekleidung der Reibungsflächen mit Teflon meßbare Vorteile bietet.

5.4. Hydrauliksysteme

Die Vertikalbelastung der Prüfkörper wird durch zwei 35 Mp-Pressen mit automatischer Last-Konstanthaltung bei 600 mm Hub vorgenommen. Lasteinleitung über Lastverteiler in beliebigen Punkten.

Für die Horizontalzwängung ist eine servo-hydraulische Kraft-Wegregelung vorgesehen, die aus sechs 200 Mp-Pressen mit der zugehörigen Regel- und Meßeinrichtung besteht. Die Pressen sind entweder einzeln oder in Gruppen regelbar, Speisung durch ein hydraulisches Pumpenaggregat mit 6 getrennten Druckkreisen.

Über Sollwertpotentiometer wird der gewünschte Weg oder Betriebsdruck (Zwangskraft) vorgewählt, der mit Hilfe eines Servoventils erreicht und konstant gehalten wird. Dabei erfolgt ein ständiger Soll-Ist-Ausgleich.

Für die Wegregelung bzw. -messung wird ein Aufnehmer am Prüfstück, ein zweiter außerhalb des Prüfrahmens angeschlossen; der wirkliche Weg, d. h. die Prüfkörperdilatation, wird durch Differenzschaltung der Wegaufnehmer bestimmt. Eine systeminterne Messung erscheint nicht ausreichend, da eine gewisse Verformung des kraftaufnehmenden Rahmens (Spannbetonscheibe) angenommen werden muß.

Als Toleranz wird 1 % des Betriebsdrucks der Pressen zugelassen. Der mögliche Fehler ist also gegenüber den sonstigen zu erwartenden Imperfektionen gering.

5.5. Meßeinrichtung

Die Regeleinrichtung der Servohydraulik besitzt Anschlüsse zur externen Aufzeichnung der jeweils vorliegenden Kraft- und Weggrößen. Die Registrierung geschieht über die Vielstellenmeßanlage des Teilprojekts A 1. Ein Mitschreiben zur unmittelbaren Anschauung während des Versuchs ist über Punktdrucker oder Linienschreiber, die gleichfalls vorhanden sind, möglich. Temperaturen im Versuchskörper werden ebenfalls in der genannten Vielstellenmeßanlage aufgezeichnet.

Die Brandraumtemperatur wird durch Kompensographen registriert.

D 1

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich D - Sicherheit -

Teilprojekt D 1 - Sicherheitstheoretische Untersuchungen
zur Versagenswahrscheinlichkeit von
brandbeanspruchten Bauteilen bzw. Bau-
werksabschnitten -

beteiligte Wissenschaftler: Dipl.-Ing. Henke

Prof. Dr.-Ing. Kordina

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1975 - 1977

Bezug: Förderungsantrag 1974, S. 135 - 144
1977, S. 205 - 214

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Sicherheitstheoretische Untersuchungen an Einzelbauteilen . .	D 1 - 2
Allgemeines	D 1 - 2
1. Wahl einer Näherungslösung	D 1 - 2
1.1. Vereinfachtes Bruchmodell	D 1 - 3
1.2. Vergleich der Näherungslösung mit Versuchswerten . .	D 1 - 4
2. Ermittlung variabler Eingangsgrößen	D 1 - 5
2.1. Stahldaten	D 1 - 5
2.1.1. Abminderungsfaktoren der Stahlstreckgrenze, der Stahlbruchspannung und des Elastizitätsmoduls	D 1 - 5
2.2. Betonfestigkeiten	D 1 - 7
2.3. Geometrische Ungenauigkeiten	D 1 - 7
2.3.1. Ungenauigkeiten in der Bewehrungslage	D 1 - 7
2.4. Betonfeuchte und Temperaturleitzahl	D 1 - 8
2.5. Ermittlung von Zufallszahlen	D 1 - 9
3. Anzahl der erforderlichen M-C-Läufe und Güte der Ein- gangsverteilungen	D 1 - 10
4. Auswertungen	D 1 - 11
4.1. Variation der Ausmitte	D 1 - 12
4.2. Auswertungsdurchführung	D 1 - 12
5. Zusammenfassung	D 1 - 15
Literaturverzeichnis	D 1 - 18

Sicherheitstheoretische Untersuchungen an Einzelbauteilen

Allgemeines

Das Teilprojekt D 1 befaßt sich mit der Auswirkung einer probabilistischen Betrachtungsweise auf die Sicherheit von Bauteilen bei zusätzlicher Temperaturbeanspruchung. In einem im August 1976 an die DFG erstatteten Zwischenbericht konnten die bis zu diesem Zeitpunkt erzielten Ergebnisse an Stahlbetonbalken mitgeteilt werden, so daß im folgenden Arbeitsbericht im wesentlichen über die zwischenzeitlich gewonnenen Ergebnisse an schlanken Stahlbetonstützen berichtet werden soll. Um jedoch die Vorgehensweise bei der Berechnung von Auswirkungen zufälliger streuender Einflußparameter auf die Feuerwiderstandsdauer von Einzelbauteilen mit temperaturabhängigen Stoffwerten beschreiben zu können, wird im folgenden noch einmal kurz auf die Ermittlung dieser Einflußparameter eingegangen. Außerdem hat es sich als notwendig erwiesen, für diese Untersuchungen ein vereinfachtes Stützenmodell zugrunde zu legen, um so die erforderliche Rechenzeit zu beschränken.

1. Wahl einer Näherungslösung

Bei der Traglastberechnung der Stahlbetonstützen wird bei den z. Z. angewandten Verfahren außer einer x-y-Querschnittsdiskretisierung auch noch Diskretisierung der Stütze in z-Richtung durchgeführt. Da an diesen Schnittstellen - im jeweiligen betrachteten Temperaturzeitschritt - die M- κ -Beziehung zur iterativen Berechnung der Biegelinie ermittelt wird, hat sich diese Vorgehensweise im Laufe der Projektbearbeitung als wesentlich zu zeitaufwendig erwiesen. Ebenso führten andere Vereinfachungen zu derartigen Unstetigkeiten in der Verteilung der Bruchzeitpunkte, daß die mit den daraus resultierenden Funktionskennwerten ermittelten Verteilungen von den auf sie angewandten statistischen Testmethoden (χ^2 -Test) abgelehnt wurden.

Um die für eine statistische Untersuchung notwendige Anzahl von Monte-Carlo-Läufen (M-C-Läufen) innerhalb einer durch die Rechenkapazität und Rechengeschwindigkeit der Rechenanlage beschränkten Zeit zu bekommen, muß die zeitaufwendige Berechnung der M- κ -Beziehungen auf ein Minimum beschränkt und doch das Querschnittsverhalten im Bruchzeitpunkt möglichst genau beschrieben werden.

1.1 Vereinfachtes Bruchmodell

Eine kurze, im Rahmen der Projektbearbeitung durchgeführte Studie zeigte, daß für den Krümmungsverlauf längs der Stütze eine Parabel in der Form

$$\kappa(x) = \kappa_0 + (\kappa_u - \kappa_0) \cdot \left(2 \cdot \frac{x}{s} - \left(\frac{x}{s}\right)^{1,5}\right) \quad (1)$$

die Verhältnisse im Bruchzeitpunkt gut annähert.

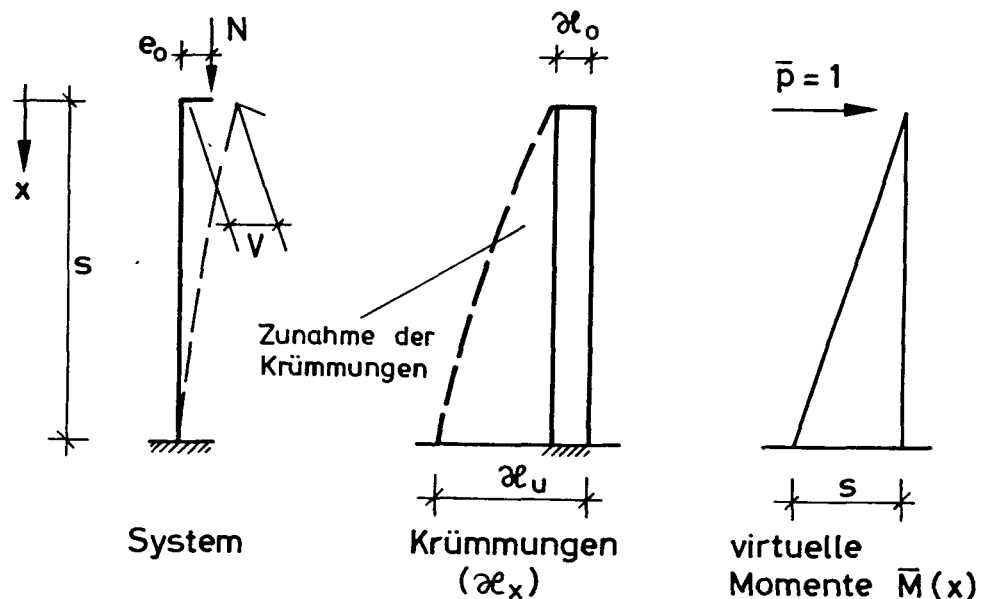


Bild 1: Grundfall der auskragenden Stütze

Mit den in Bild 1 angegebenen Größen ergibt sich die Ausbiegung v der Stütze zu

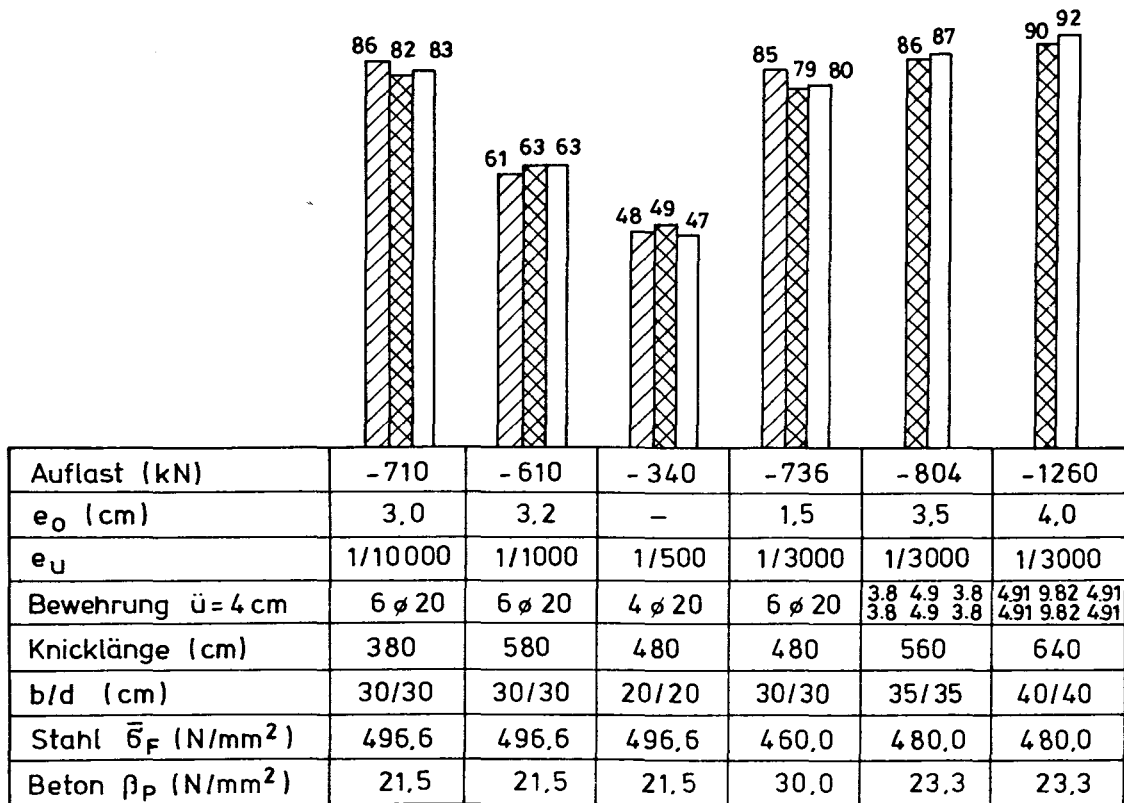
$$v = -s^2 \cdot [0,381 \kappa_u + 0,119 \kappa_0] \quad (2)$$

Hierbei wird bei jedem Zeitschritt nur noch einmal die Krümmung am Stützenkopf ermittelt, und bei der darauf folgenden Iteration braucht jeweils nur noch die Krümmung im Mittenquerschnitt ermittelt zu werden.

1.2 Vergleich der Näherungslösung mit Versuchswerten

Einen Vergleich der hier angegebenen Näherungslösung mit "genauen" Berechnungen und mit im Rahmen des SFB durchgeführten Stützenversuchen zeigt das Bild 2. Es werden hier nur die Vergleichsrechnungen dargestellt, für die später eine statistische Auswertung erfolgte. Außerdem werden noch zwei Stützen der Querschnitte 35/35 und 40/40 mit dargestellt, für die jedoch noch keine Versuchswerte vorliegen.

Versuchs - Nr. : 1/1 3/1 5/2 1/3 35/35 40/40






-  Versuchswerte
 „genaue Berechnung“
 Näherungslösung

Bild 2: Vergleich der berechneten Bruchzeitpunkte mit Versuchswerten und "genauen Berechnungen"

Die Abbildung 2 zeigt, daß die so ermittelten Bruchzeitpunkte sehr gut mit denen einer genaueren Berechnung übereinstimmen. Aus diesem Grund erschien es gerechtfertigt, für die weitere Auswertung von dieser Näherungslösung auszugehen.

2. Ermittlung variabler Eingangsgrößen

2.1 Stahldaten

Die Streckgrenze des Bewehrungsstahles stellt eine Zufallsvariable dar, wobei der in DIN 1045 angegebene Wert von 420 N/mm^2 nur einen unteren Fraktilwert der Grundgesamtheit darstellt. Für die hier anstehenden Untersuchungen wurde deshalb eine Log.-Normalverteilung mit dem

$$\text{Mittelwert } \bar{\sigma} = 480 \text{ N/mm}^2 \text{ und } v_x = 0,056$$

angesetzt. Diese Werte erscheinen nach den in der Literatur angegebenen Verteilungen vertretbar.

2.1.1 Abminderungsfaktoren der Stahlstreckgrenze, der Stahlbruchspannung und des Elastizitätsmoduls

Um eine Streuung der temperaturabhängigen Abminderungsfaktoren in der Berechnung berücksichtigen zu können, mußte entsprechend den in [1] gemachten Angaben eine Annahme getroffen werden. Da diese Angaben eine Auswertung der z. Z. bekannten Versuche darstellen und die mit den Mittelwerten berechneten Bruchzeitpunkte von den Versuchsergebnissen bestätigt werden, wurde jeweils eine obere und eine untere Begrenzungslinie um die Versuchswerte gelegt. Die Verteilung der Abminderungsfaktoren kann dann näherungsweise mit Hilfe einer Dreiecksverteilung - begrenzt durch den oberen und unteren Grenzwert - angenähert werden. Zur Ermittlung der jeweiligen zufälligen Abminderungsfaktoren im dazugehörigen Temperatur-Zeit-Schritt siehe auch Abschn. 2.5.

Die Abbildungen 3, 4 und 5 zeigen den Verlauf und den Streubereich der temperaturabhängigen Stahlstreckgrenze, der Stahlbruchgrenze und des Stahl-E-Moduls.

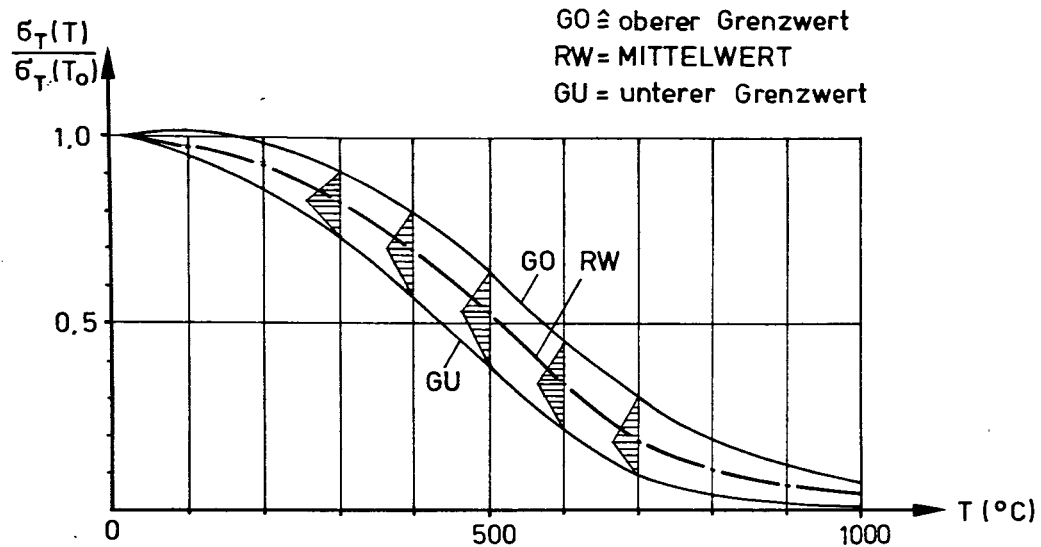


Bild 3

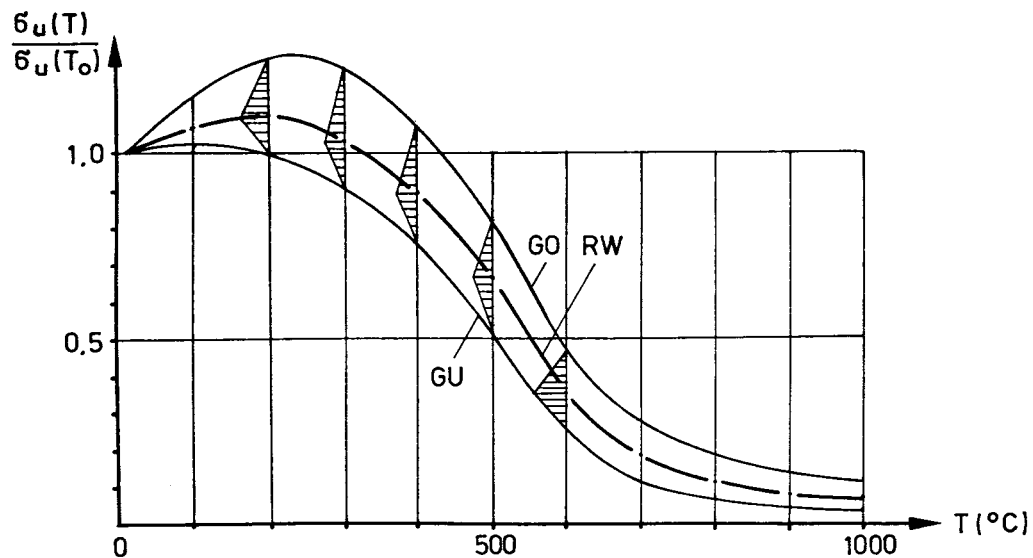


Bild 4

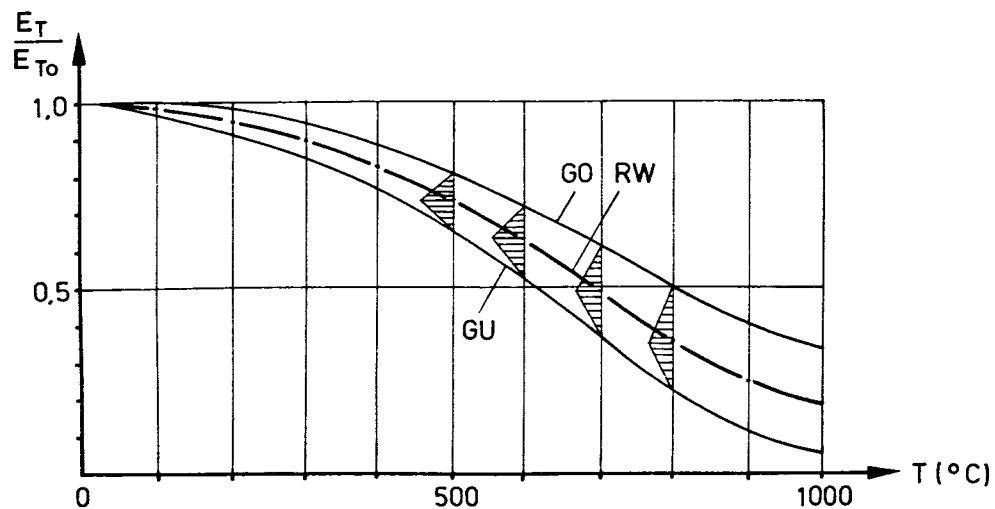


Bild 5

2.2 Betonfestigkeiten

Für die zufällige Betonfestigkeit wurde gemäß [2] eine Normalverteilung mit den Kennwerten

$$N \{ \beta_{WN} + 1,65 \cdot 5,0; 5,0 \} \quad \text{N/mm}^2$$

angesetzt. Dabei stellt β_{WN} die Rechenfestigkeit des Betons dar. Um dem traglastmindernden Einfluß der Dauerstandsfestigkeit und der Umrechnung von Würfel- auf Prismenfestigkeit gerecht zu werden, werden die aus der Verteilung gewonnenen Werte mit dem Faktor 0,7 multipliziert.

2.3 Geometrische Ungenauigkeiten

Um Schwankungen der Fertigungsgenauigkeit - Stützenhöhe -breite, -dicke und -lage der Bewehrung - berücksichtigen zu können, werden diese Abweichungen von den Sollmaßen nach einem Wurzelgesetz in der Form

$$\Delta = \sqrt{0,15 \cdot \bar{x}} \quad (3)$$

mit in die Rechnung einbezogen. Diese Ungenauigkeiten werden dreiecksförmig verteilt angenommen, wobei Δ die jeweils mögliche Abweichung nach oben und unten vom Sollwert darstellt. Der Wert 0,15 wurde so gewählt, daß die Ergebnisse mit den in [3] gemachten Angaben übereinstimmen.

2.3.1 Ungenauigkeiten in der Bewehrungslage

Die Ungenauigkeiten in der Bewehrungslage werden analog 2.3 berücksichtigt. Dabei wird angenommen, daß das Maß \bar{u} von den zufälligen Querschnittsabmessungen eingehalten wird. So wird gewährleistet, daß keine Bewehrungslage außerhalb des Querschnitts simuliert wird (siehe Bild 6).

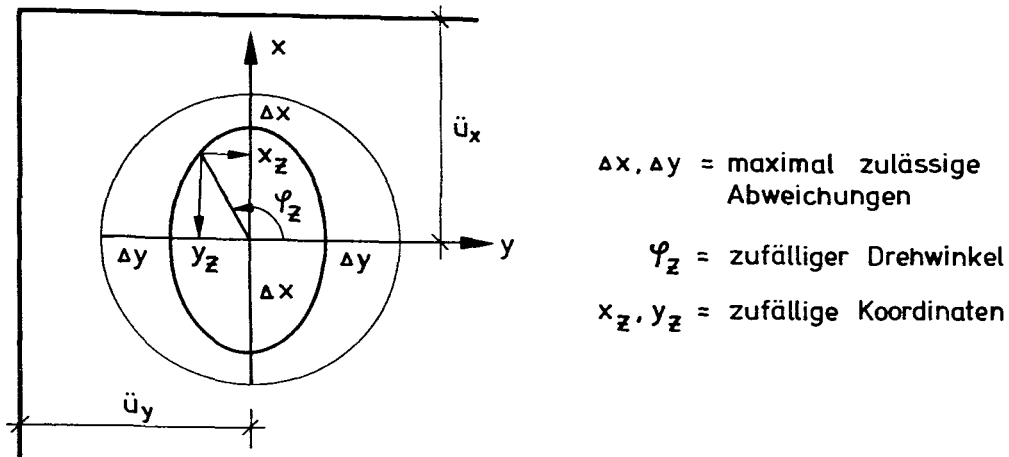
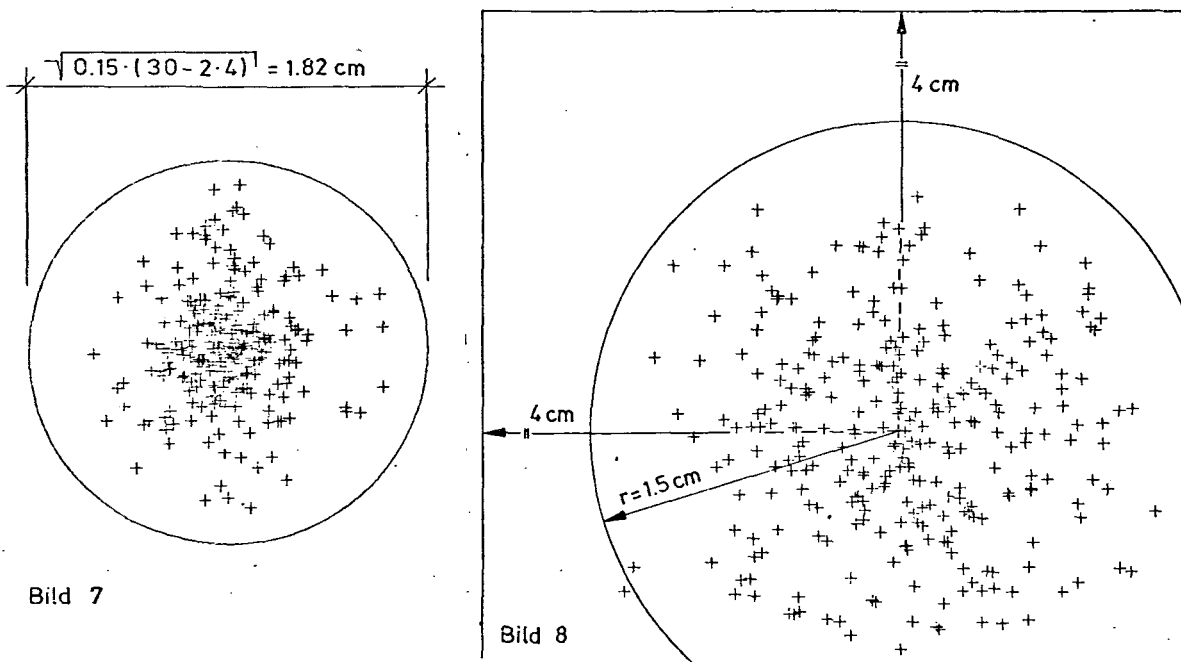


Bild 6: Geometrische Verhältnisse bei der Ermittlung zufälliger Bewehrungslagen

Die Abbildungen 7 und 8 zeigen die Bewehrungsschwerpunkte einer solchen zufälligen Bewehrungslage, wobei 300 M-C-Läufe aufgetragen wurden. Bei Bild 7 sind die Werte auf den Bewehrungsmittelpunkt und bei Bild 8 auf die Querschnittsecke bezogen.



2.4 Betonfeuchte und Temperaturleitzahl

Die Schwankungen der in die Berechnung eingehenden Temperaturfelder werden durch die Grenzkurven nach Bild 9 berücksichtigt. Die Grenzlinien wurden um Versuchsaus-

wertungen nach [4] gelegt. Im Bereich von $100^{\circ} - 140^{\circ} \text{C}$ wird die Temperaturleitzahl in Abhängigkeit von der jeweils vorhandenen Betonfeuchte ermittelt.

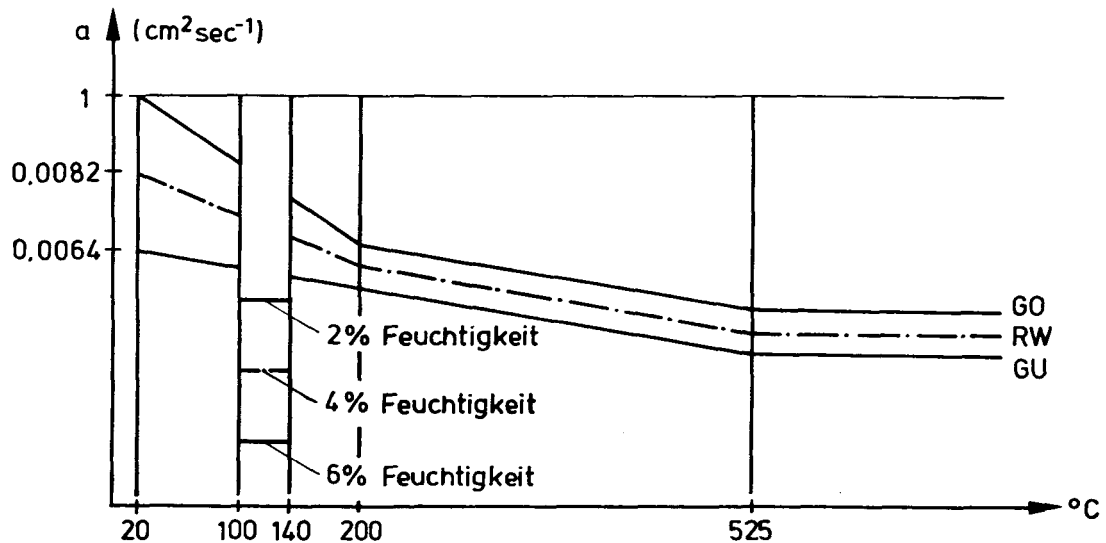


Bild 9: Grenzwerte der Temperaturleitzahl

Der zufällige Wert der Betonfeuchte wird - ebenso wie die Temperaturleitzahl - dreiecksförmig verteilt angenommen. Dabei liegt ein Mittelwert von 4 % mit Schwankungen von ± 2 % zugrunde.

2.5 Ermittlung von Zufallszahlen

Zufällige Werte für Dreiecksverteilungen, wie sie in den Abschnitten 2.1, 2.3 und 2.4 benötigt werden, können mit Hilfe der Formeln (4) und (5) aus gleichmäßig verteilten Zufallszahlen $G \in \{0,1\}$ gewonnen werden.

$$G \leq 0,5 \quad Y = GU + (RW - GU) \cdot \sqrt{2G} \quad (4)$$

$$G > 0,5 \quad Y = GO - (GO - RW) \cdot \sqrt{1 - 2(G - 0,5)} \quad (5)$$

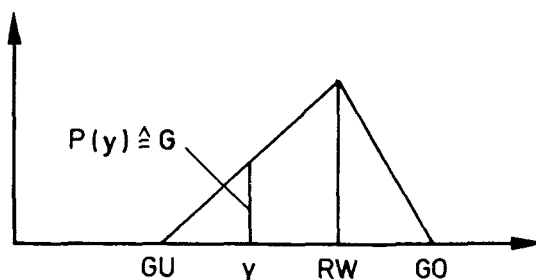


Bild 10 zeigt eine solche Dreiecksverteilung mit dem mittleren Wert RW und den Grenzwerten GO und GU.

Bild 10

3. Anzahl der erforderlichen M-C-Läufe und Güte der Eingangsverteilungen

Bei der numerischen Auswertung ist es zur Verkürzung der erforderlichen Rechenzeit notwendig, die Anzahl der M-C-Läufe auf ein noch erforderliches Maß zu beschränken. Durch Test des Zufallsgenerators und der Gleichmäßigkeit der Eingangsverteilungen hat es sich herausgestellt, daß sich die statistischen Kennwerte ab 300 M-C-Läufen nicht mehr wesentlich verändern bzw. die erzeugten Verteilungen so gleichmäßig sind, daß sie von einem χ^2 -Test mit einer Annahmewahrscheinlichkeit von 95 % angenommen werden. Die Güte dieser "Input"-Verteilungen ist von entscheidender Bedeutung für die Güte der "Output"-Verteilungen der Bruchzeitpunkte, da das Programm - bedingt durch die Querschnittsdiskretisierung und die Temperatur-Zeit-Schritte - in gewissem Sinn aufrauhend wirkt. Diese "Input"-Verteilungen werden nach Abschluß eines M-C-Laufes auf ihre Güte getestet, bevor der Datensatz weiter ausgewertet wird. Als Beispiel sind hier in den Abbildungen 11 und 12 die simulierten Verteilungen einer Stahlstreckgrenze und einer Betonfestigkeit dargestellt.

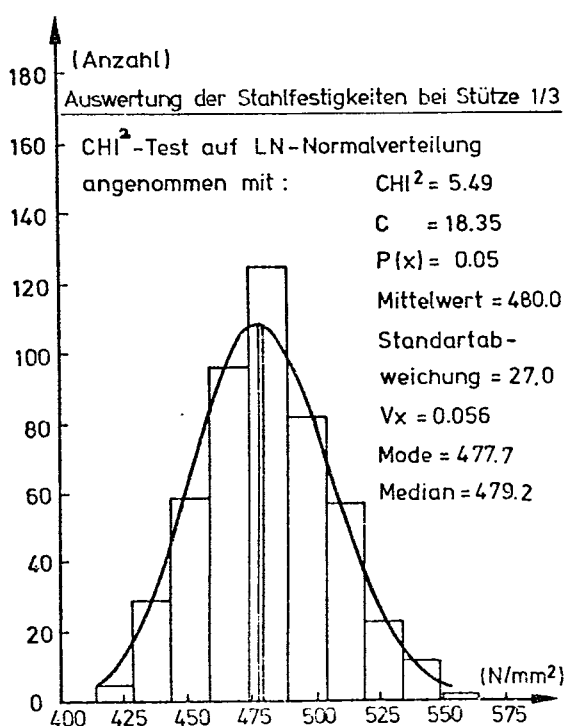


Bild 11

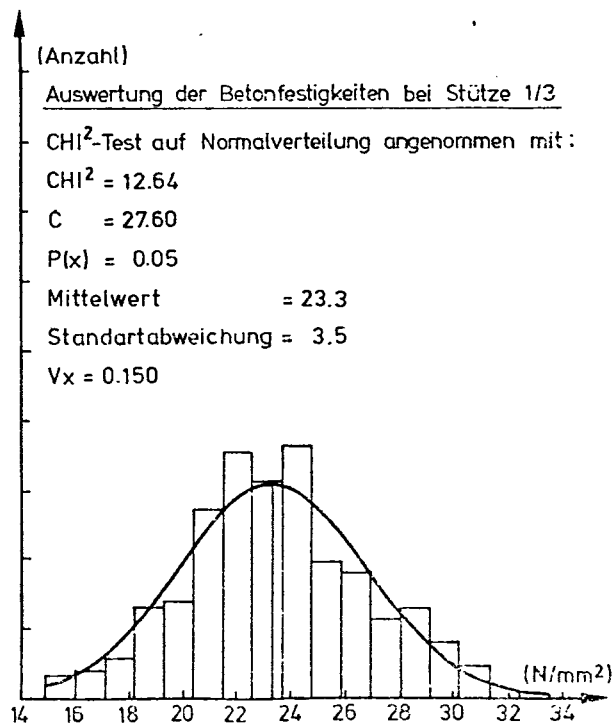


Bild 12

Die Abbildungen zeigen, daß die erzeugten Verteilungen gut mit den vorgegebenen Ausgangsverteilungen übereinstimmen und auch eine sehr gute Annahmewahrscheinlichkeit besitzen.

4. Auswertungen

Die z. Z. ausgewerteten Stützen liegen im Schlankheitsbereich zwischen $s_k/d = 13$ und $s_k/d = 24$. Die Betonüberdeckung der Bewehrungseinlagen betrug einheitlich 4 cm und der Bewehrungsgrad $\approx 2 \%$, wobei bei den Stützen mit den Querschnitten 35/35 und 40/40 jeweils ein größerer Bewehrungsprozentsatz in der Mitte der Querschnittsseite angeordnet wurde, um einer praxisgemäßen Bewehrungsanordnung gerecht zu werden. Weitere Angaben zur Stützenausbildung siehe Abschnitt 1.2.

Um die Auswirkungen der einzelnen Einflußgrößen auf die statistischen Kenndaten der Feuerwiderstandsdauer genauer studieren zu können, andererseits aber den erforderlichen Rechenaufwand in Grenzen zu halten, wurden die Einflußgrößen in vier Gruppen eingeteilt:

- a) Anteil der Geometrie(Stützbreite, -dicke, -höhe und Bewehrungslage)
- b) Anteil der Temperatur und Betonfeuchte
- c) Anteil der Betonfestigkeit
- d) Anteil der Stahlkenndaten

Die Auswertung erfolgte durch sukzessive Konstanthaltung der einzelnen Einflußgruppen, um zur besseren Auswertbarkeit möglichst Verteilungen mit einem relativ großen Variationskoeffizienten zu bekommen. Der jeweilige Einzeleinfluß läßt sich dann mittels Fehlerfortpflanzungsgesetzes aus der Differenz der Variationskoeffizienten ermitteln.

Außerdem wurden diese Stützen nochmals mit einer um 20 % reduzierten Auflast ausgewertet, um festzustellen, ob und wie sich die statistischen Kenngrößen in bezug auf eine Lastreduzierung verändern.

4.1 Variation der Ausmitte

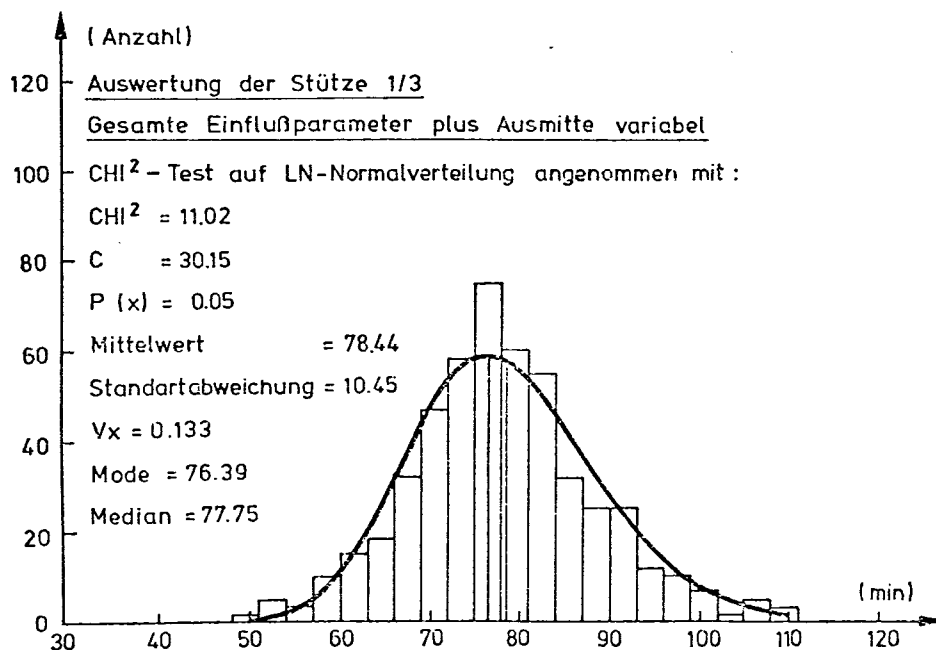
Außer den in 4) genannten Einflußparametern wurde eine Ungenauigkeit des Lastangriffspunktes mit in die Auswertung einbezogen. Wie in der Tabelle 1 und 2 gezeigt, ist dieser Einfluß bei den Stützen mit einer vorhandenen Ausmitte $e/d \sim 0,1$ geringer, bei der Stütze 5/2 ($e/d = 0$) aber noch deutlich spürbar.

Die Verteilung der Ausmitte konnte wiederum dreiecksförmig mit dem oberen und unteren Grenzwert $s_k/300$ um den Rechenwert angesetzt werden.

Da sich die Untersuchungen vorerst auf Ermittlung der statistischen Größen des Bauteils selbst beschränken, wurden die Brandbeanspruchung durch die ETK und die Auflast der Stütze zunächst konstant gehalten.

4.2 Auswertungsdurchführung

Nach Abschluß eines M-C-Laufes können diese Daten hinsichtlich Mittelwertes, Standardabweichung, Schiefe etc. ausgewertet und die "Input"- sowie die "Output"-Verteilungen mittels χ^2 -Testes gegen die angenommene Grundgesamtheit getestet werden. Bild 13 zeigt eine solche Verteilung der Bruchzeitpunkte; die Auswertedaten sind auf dem Bild mitangegeben.



Eine tabellarische Darstellung der Ergebnisse ist in Tabelle 1 gegeben. Hierbei wurde auch der Bruchzeitpunkt, der sich unter Ansatz der nach DIN 1045 zulässigen Baustofffestigkeiten ergeben würde, miteingetragen.

Tabelle 1

Stütze		I	II	III	IV	V	-	Bruchzeitpkt. nach DIN 1045	5 % Fraktile
1/1	\bar{x}_1	81,1	80,9	82,8	82,8	83,4	(min)	72 min	(min) 63,3
	v_{x1}	13,9	14,4	9,6	6,6	3,4	(%)		
3/1	"	61,3	62,2	62,7	62,1	63,2	"	54 min	49,5
		14,4	13,3	9,9	6,3	4,5			
5/2	"	49,6	48,1	48,2	47,9	48,5	"	42 min	38,9
		19,8	14,0	8,5	6,2	4,8			
1/3	"	78,4	79,9	80,5	79,8	80,0	"	64 min	64,3
		13,3	12,8	7,6	4,8	2,7			
35/35	"	85,0	86,8	87,7	86,9	87,1	"	75 min	71,0
		14,2	11,8	8,5	6,0	3,1			
40/40	"	90,9	92,5	92,9	91,9	92,3	"	78 min	71,3
		16,2	15,2	8,9	6,4	3,8			
- Last reduziert -								$(\bar{x}_2 - \bar{x}_1)$	5 % Fraktile
1/1 LR	\bar{x}_2	94,4	96,5	96,9	96,1	98,1	(min)	~ 14 min	76,7
	v_{x2}	13,9	13,5	9,4	7,1	3,3	(%)		
3/1 LR	"	72,6	74,1	74,8	74,1	75,3	"	~ 12 min	59,4
		13,3	13,0	8,0	5,4	3,3			
5/2 LR	"	63,1	63,2	63,4	62,7	63,6	"	~ 15 min	51,0
		16,9	12,6	8,2	5,5	5,0			
1/3 LR	"	91,5	92,9	93,2	92,5	92,7	"	~ 13 min	75,1
		13,2	12,5	7,6	4,9	2,8			
35/35 LR	"	101,0	102,4	103,0	102,1	102,9	"	~ 15 min	81,8
		14,3	13,2	9,0	6,3	3,9			
40/40 LR	"	111,0	113,2	113,9	112,7	113,6	"	~ 20 min	88,8
		17,6	14,2	10,3	6,2	4,3			

I - Gesamte Einflußparameter plus Ausmitte variabel

II - Gesamte Einflußparameter variabel

III - Geometrie konstant

IV - Nur Stahl- und Betondaten variabel

V - Nur Stahldaten variabel

Eine anschauliche Darstellung der Verteilungen der Einflußgruppen ist in Bild 14 gegeben. In diese Darstellung wurde außerdem die jeweilige 5%-Fraktile der Verteilungen und der Bruchzeitpunkt nach DIN 1045 miteingezeichnet.

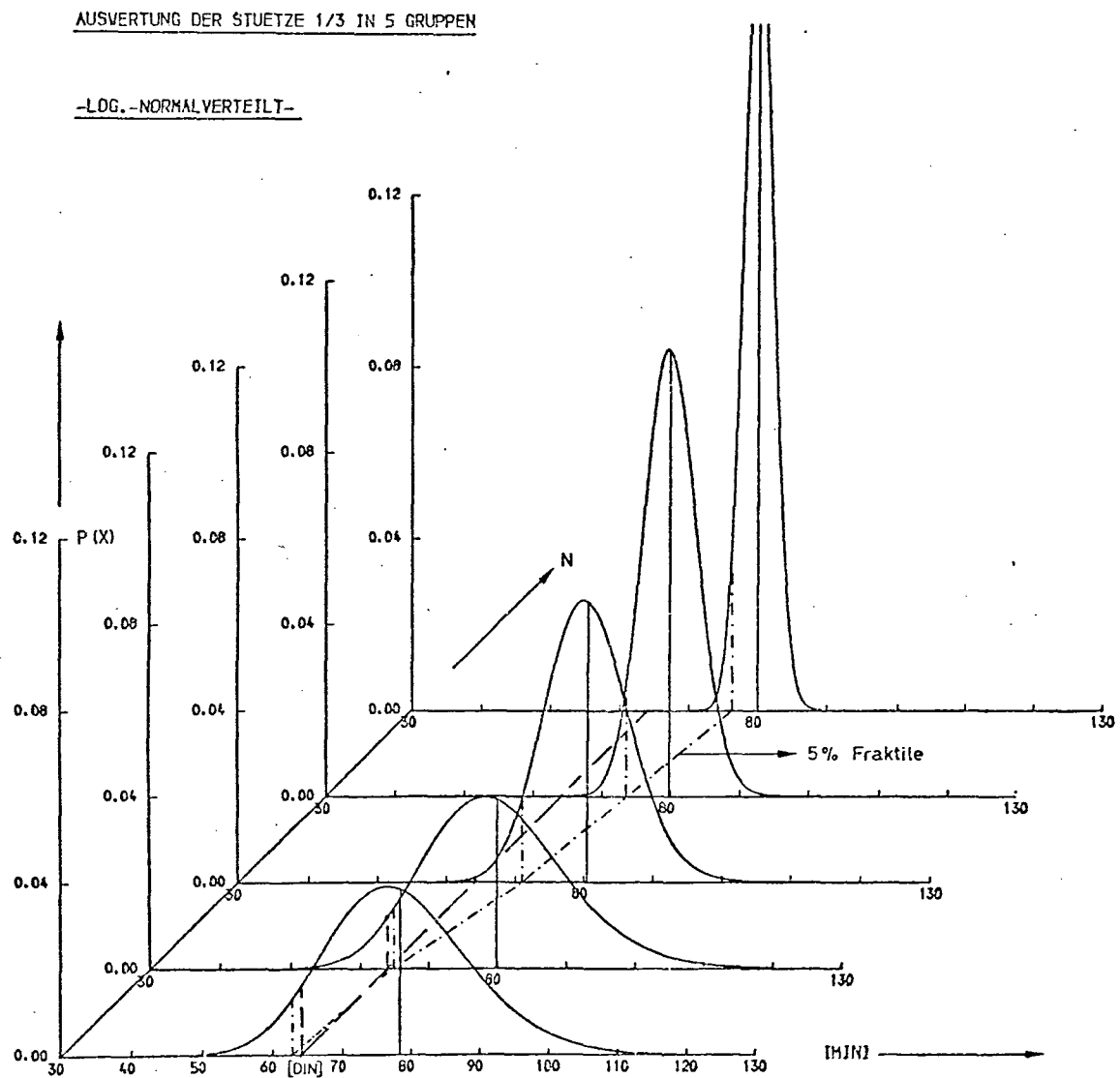


Bild 14

Mit den in Tabelle 1 angegebenen Werten liegen die Variationskoeffizienten der einzelnen Einflußgruppen im Bereich der Werte von Tabelle 2.

Tabelle 2

Gruppe	v_x	min. Wert:	max. Wert:
Ausmitte	%	2,8	14,0
a)	%	8,9	10,7
b)	%	5,8	8,2
c)	%	2,3	6,3
d)	%	2,7	5,0

Die in der Tabelle 1 dargestellten wichtigsten Ergebnisse bezüglich der Bruchzeitpunkte lassen erkennen, daß die hier ausgewerteten Stützen unter der rechnerischen Nutzlast und den Festigkeitsansätzen nach DIN 1045 nur näherungsweise die 5-%-Fraktile der angesetzten Grundgesamtheit erfüllen, diese meistens jedoch unterschreiten. Schon bei einer 20-%igen Lastreduzierung zeigt sich jedoch, daß die 5-%-Fraktile dieser Verteilungen die Bruchzeitpunkte nach DIN 1045 in ausreichendem Maß überschreiten.

Die bisherigen Auswertungen haben ergeben, daß die Ungenauigkeiten in der Querschnittsgeometrie den stärksten Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer - gefolgt von denen der angesetzten Schwankungen der Temperaturbelastung - aufweisen (vgl. Tabelle 2). Dagegen sind die Einflüsse der Stahl- und Betondaten von nicht so ausschlaggebender Bedeutung, dürfen aber in der Auswertung nicht vernachlässigt werden. Wie in Tabelle 1 zu ersehen ist, zeigen alle Ergebnisse diese Tendenz.

5. Zusammenfassung

Im vorgelegten Arbeitsbericht sollte die Vorgehensweise bei der Berechnung der statistischen Kenndaten von Stahlbetonstützen aufgezeigt werden. Die hier dargestellten Ergebnisse lassen erkennen, daß bei den z. Z. untersuchten

Stützen mit einem Variationskoeffizienten der Feuerwiderstandsdauer von ungefähr 13,5 % zu rechnen ist. Auch ergaben sich für eine reduzierte Belastung keine wesentlichen Änderungen des Variationskoeffizienten, so daß dieser im Bruchzeitpunkt - zumindest näherungsweise - als konstant angesehen werden kann.

Diese Ergebnisse wurden an Stützen gewonnen, die zur Überprüfung des Rechenverfahrens zum Teil Versuchsstützen des SFB 148 entsprechen. Um jedoch weitgehende Aussagen zu erhalten, erscheint es notwendig, diese Untersuchungen mittels einer umfangreicheren Parameterstudie zu intensivieren. Außerdem muß zur Verringerung der erforderlichen Rechenzeit das mathematische Rechenmodell so verfeinert werden, daß auch nun bekannte Rechenverfahren (7) auf direkte Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit Anwendung finden können.

Literaturverzeichnis:
=====

1. W. Klingsch Traglastberechnung instationär
thermisch belasteter schlanker
Stahlbetondruckglieder mittels
zwei- und dreidimensionaler Dis-
kretisierung,
Dissertation TU BS 1975
2. Rüscher, Sell,
Rackwitz Statistische Analyse der Beton-
festigkeit, Heft 206 DAfStb
3. F. A. Rudersdorf Maßtoleranzen im Bauwesen,
Betonfertigteilbau 5/72
4. U. Schneider Pers. Mitteilung (unveröffentlicht)
Projekt B 3 - SFB 148, TU BS
5. A. Haksever Zur Frage des Trag- und Verformungs-
verhaltens ebener Stahlbetonrahmen
im Brandfall,
Dissertation TU BS 1977
6. Kordina, Schneider, Zur Berechnung von Stahlbeton-
Haksever, Klingsch konstruktionen im Brandfall,
Schriftenreihe des SFB 148,
Heft 1, TU BS 1974
7. Fießler, Hawranek, Numerische Methoden für probabili-
Rackwitz stische Bemessungsverfahren und
Sicherheitsnachweise,
TU München SFB 96, Heft 14/1976